



TUGAS AKHIR - RC 14-1501

**PERENCANAAN ELEVATED BRIDGE PADA RUAS JALAN
TOL JAKARTA - CIKAMPEK II MENGGUNAKAN
STRUKTUR STEEL BOX GIRDER DENGAN METODE
DOUBLE TRUSS LAUNCHER ERECTION**

RYAN SATRIA SANJAYA PUTRA
NRP. 03111645000041

Dosen Pembimbing I
Ir. Mudji Irmawan, MS
NIP 19600105 198603 1 003

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masiran, MS.
NIP 19550325 198003 1 004

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



TUGAS AKHIR - RC 14-1501

**PERENCANAAN ELEVATED BRIDGE PADA RUAS
JALAN TOL JAKARTA - CIKAMPEK II MENGGUNAKAN
STRUKTUR STEEL BOX GIRDER DENGAN METODE
DOUBLE TRUSS LAUNCHER ERECTION**

RYAN SATRIA SANJAYA PUTRA
NRP. 03111645000041

Dosen Pembimbing I
Ir. Mudji Irmawan, MT
NIP 19600105 198603 1 003

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masiran, MS.
NIP 19550325 198003 1 004

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

**PERENCANAAN ELEVATED BRIDGE PADA RUAS
JALAN TOL JAKARTA - CIKAMPEK II
MENGUNAKAN STRUKTUR STEEL BOX GIRDER
DENGAN METODE DOUBLE TRUSS LAUNCHER
ERECTION**

TUGAS AKHIR

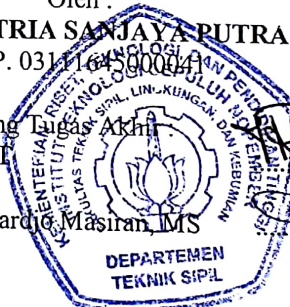
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi Lintas Jalur S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

RYAN SATRIA SANJAYA PUTRA
NRP. 0311164590041

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Ir. Mudji Irmawan, MT
2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masiran, MS



**SURABAYA,
JULI 2018**

PERENCANAAN JALAN TOL JAKARTA - CIKAMPEK II ELEVATED MENGGUNAKAN STRUKTUR STEEL BOX GIRDER DENGAN METODE DOUBLE TRUSS LAUNCHER ERECTION

Nama : Ryan Satria Sanjaya Putra
NRP : 0311645000041
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Pembimbing 1 : 1. Ir. Mudji Irmawan, MT
Dosen Pembimbing 2 : 2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo
Masiran MS.

Abstrak

Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Elevated merupakan jalan layang yang menghubungkan wilayah Jakarta dengan Cikampek. Jalan tol elevated ini memiliki rute yang sama dengan jalan tol eksisting yang telah ada sebelumnya. Volume lalu lintas kendaraan yang melalui jalan tol ini semakin meningkat dan sudah melebihi batasnya, hal ini melatarbelakangi pembangunan Jalan Tol Jakarta Cikampek II Elevated. Pada ruas jalan tol ini digunakan girder box baja karena tidak memerlukan waktu lama untuk proses pemasangan, serta berat yang ringan mempermudah mobilisasi girder ke lokasi proyek.

Dalam tugas akhir ini, dilakukan perencanaan struktur Elevated Bridge menggunakan steel box girder dan pilar. Elevated bridge yang akan dibahas ini mempunyai panjang 60 meter dengan 2 jalur. Masing – masing jalur mempunyai lebar 11 meter dengan gap antar jalur 80 cm. Sehingga memiliki total lebar jalan adalah 22,8 m.

Perencanaan struktur jembatan ini berpedoman pada beberapa standar peraturan yang ada yaitu untuk pembebanan mengacu pada SNI 1725-2016, perencanaan beban gempa

jembatan mengacu pada SNI 2833-2013, perencanaan girder baja disesuaikan dengan ASHTO LRFD 2012. Untuk desain pelat lantai kendaraan menggunakan SNI 2847-2002. Analisa struktur yang dilakukan meliputi analisa rasio penampang struktur profil pelat baja dan desain detail sambungan, perhitungan tulangan kolom dan pile cap serta perhitungan kebutuhan pancang.

Hasil dari tugas akhir perencanaan ini didapatkan tebal pelat lantai 200 mm, gelagar steel box girder dengan bentang 60 m, pier head prestress dengan dimensi 3000 x 2800, kolom pilar dengan dimensi 2500 x 3000, dan pile cap 11400 x 5400, diameter borepile 1200 mm, jumlah borepile 6 buah, konfigurasi borepile 3 arah memanjang dan 2 arah melintang serta kedalaman borepile 36 m.

Kata kunci : elevated bridge, steel box girder, jembatan, pilar, tiang pancang.

ELEVATED BRIDGE PLANNING IN ROAD TOL JAKARTA - CIKAMPEK II USING STEEL BOX GIRDER STRUCTURE WITH DOUBLE TRUSS LAUNCHER ERECTION METHOD

Name : Ryan Satria Sanjaya Putra
NRP : 0311645000041
Department : Civil Engineering FTSP - ITS
Academic Supervisor 1: 1. Ir. Mudji Irmawan, MT
Academic Supervisor 2: 2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo
Masiran MS.

Abstract

Jakarta - Cikampek II Elevated highway is a flyover connecting Jakarta with Cikampek. This elevated highway has the same route as existing existing toll roads. The traffic volume of vehicles passing through this toll road has increased and already exceeded its limits, this is behind the development of Jakarta Cikampek II Elevated Toll Road. On this toll road, steel girder box is used because it does not take long for the installation process, and the light weight makes it easier to mobilize the girder to the project site.

In this final project, the planning of Elevated Bridge structure using steel box girder and pillar. Elevated bridge to be discussed has a length of 60 meters with 2 lanes. Each track has a width of 11 meters with an 80 cm gap between lines. So the total width of the road is 22.8 m.

The design of this bridge structure is guided by several existing regulatory standards, namely for the loading referred to SNI 1725-2016, the planning of the bridge load of the bridge referred to SNI 2833-2013, the steel girder planning is adjusted to ASHTO LRFD 2012. For the design of the floor plate of the vehicle using SNI 2847- 2002. The structural analysis includes cross

section analysis of steel plate profile structure and connection detail design, calculation of column and pile cap reinforcement and calculation of stake requirement.

The result of this final project planning is 200 mm thick floor plate, steel box girder with span 60 m, pier head prestress with dimension 3000 x 2800, pillar columns with dimensions 2500 x 3000, and pile cap 11400 x 5400, 1200 mm diameter of bore pile, number of borepile 6 pieces, and 36 m deep borepile depth.

Keywords : elevated bridge, steel box girder, bridge, pillar, pile.

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah Tuhan Semesta Alam atas segala rahmat dan karunia-Nya lah sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul : “Perencanaan Elevated Bridge Pada Ruas Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Elevated Menggunakan Struktur Steel Box Girder dengan Metode Double Truss Launcher Erection.”

Dalam kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada berbagai pihak yang telah membantu dalam penyelesaian laporan ini antara lain:

1. Tuhan YME yang telah memberikan penulis kesempatan untuk menempuh pendidikan sehingga dapat menyusun laporan tugas akhir.
2. Kedua orang tua penulis yang selalu mendukung dalam penyelesaian laporan tugas akhir.
3. Ir. Mudji Irmawan, MT sebagai dosen pembimbing 1 yang membantu dalam penyelesaian tugas akhir.
4. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masiran, MS sebagai dosen pembimbing 2 yang membantu dalam penyelesaian tugas akhir.
5. Teman-teman Lintas Jalur 2016 dan 2017 yang mendukung dan membantu dalam penyelesaian laporan tugas akhir.

Dalam penyelesaian laporan ini masih terdapat kekurangan dan masih kurang sempurna sehingga diharapkan adanya kritik dan saran dari pembaca agar tugas akhir ini dapat bermanfaat dan dapat menambah wawasan bagi para pembaca.

Surabaya, Juli 2018

(penulis)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Abstrak	v
Abstract	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR	xxi
DAFTAR TABEL	xxiii
BAB I	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	3
BAB II.....	5
TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum	5
2.3 Material.....	8
2.3.1 Beton	8
2.3.2 Baja Tulangan (<i>Reinforcing Steel</i>).....	11
2.4 Pembebanan.....	12
2.4.1 Pembebanan pada Struktur Sekunder	12

2.4.2 Pembebanan pada Struktur Utama.....	12
2.3.3 Kombinasi Beban.....	12
2.5 Sambungan	14
2.5.1 Sambungan Baut.....	15
2.5.2 Sambungan Las.....	15
2.7 Metode Konstruksi	17
BAB III	21
METODOLOGI.....	21
3.2 Pengumpulan Data Awal dan Studi Literatur.....	22
3.3 Prelimienarry Design.....	22
3.3.1 Preliminary design pelat lantai	22
3.3.2 Preliminary design parapet.....	23
3.3.3 Preliminary design box girder baja	23
3.4 Design Struktur Sekunder	25
3.5 Desain Struktur Utama	25
3.5.1 Berat Sendiri	26
3.5.2 Pengaruh Tetap Pelaksanaan	26
3.5.3 Beban Lalu Lintas.....	27
3.5.4 Beban angin	29
3.5.5 Pengaruh Gempa.....	31
3.6 Analisa Struktur Atas	36
3.6.1 Permodelan Struktur	36

3.6.2 Persyaratan Gelagar Komposit dalam menerima Lentur (flexure).....	37
3.6.3 Persyaratan Gelagar Komposit dalam menerima Geser	43
3.6.4 Transverse Stiffeners	45
3.6.5 Perencanaan Sambungan.....	46
3.7 Desain Struktur Bawah.....	48
3.7.1 Perencanaan Pilar.....	48
3.7.2 Perencanaan Pondasi.....	48
3.8 Analisa Struktur Bawah.....	48
3.8.1 Analisa Struktur Pilar.....	48
3.8.2 Analisa Struktur Pondasi.....	53
3.9 Penggambaran hasil rencana	62
BAB IV	63
PERHITUNGAN STRUKTUR SEKUNDER	63
4.1 Prelimienarry Design.....	63
4.1.1 Preliminary design pelat lantai	63
4.1.2 Preliminary design parapet	63
4.1.3 Preliminary design box girder baja.....	64
4.2 Desain struktur sekunder	67
4.2.1 Perencanaan Parapet	67
4.2.2 Pelat lantai kendaraan	73
4.2.2 Pelat kantilever.....	79

4.2.3 Perencanaan Stoper.....	84
BAB V.....	89
PEMBEBANAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN DAN INPUT PEMBEBANAN PADA MIDAS.....	89
5.1 Pembebanan.....	89
5.1.1 Beban Mati Sendiri (MS).....	89
5.1.2 Beban Mati Tambahan (MA).....	89
5.1.3 Beban Lajur (TD)	89
5.1.4 Beban Truk (TT).....	90
5.1.5 Beban gempa	91
5.1.6 Beban Rem.....	95
5.2 Input Pembebanan Pada Software Midas Civil 2018	95
5.2.1 Beban mati sendiri pelat lantai	95
5.2.2 Aspal	96
5.2.3 Parapet	96
5.2.4 Rem.....	96
5.2.5 BTR.....	97
5.2.6 BGT	97
5.2.7 Truk.....	97
5.2.8 Temperature	98
5.2. 9 Gempa.....	98

BAB VI	99
PERHITUNGAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN.....	99
6.1 Umum	99
6.2 Hasil Analisa Struktur	100
6.3 Detail penampang Steel Box Girder.....	101
6.4 Perhitungan nilai properties komposit.....	102
6.2.1 Menghitung lebar efektif sayap	102
6.2.2 Menhitung nilai n (rasio modular)	102
6.5 Menentukan Elastic Composite Properties pada positive Flexure Region.....	103
6.5.1 Steel Section.....	103
6.5.2 Short Term Composite Section.....	104
6.5.3 Long term Composite Section	105
6.5.4 Menghitung Momen Leleh (<i>Moment Yield</i>)	105
6.5.5 Menghitung Momen Plastis	107
6.5.6 Menghitung Momen Nominal (M_n)	110
6.6 Persyaratan Box girder Dalam menerima Gaya Geser (Shear)	111
6.6.1 Menghitung Gaya Geser Nominal (V_n) tanpa stiffner	111
6.6.2 Menghitung Gaya Geser Nominal Dengan Stiffner	112
6.7 Perencanaan Transverse Stiffner	114
6.7.1 Data	114

6.7.2	Perencanaan Lebar	114
6.7.3	Momen Inersia dari Transverse Stiffners	114
6.7.4	Menghitung luas transverse stiffner yang diperlukan	116
	As min :	116
6.8	Perhitungan Cross Frame (Bracing diagonal)	117
6.8.1	Data	117
6.8.2	Gaya yang terjadi pada cross frame	117
6.8.3	Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil (ASHTO	117
6.8.4	Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.4.1.1-1)	118
6.8.5	Kontrol	119
6.9	Perhitungan Top Strut (Diafragma dalam)	119
6.9.1	Data	119
6.9.2	Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil	119
6.9.3	Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge .	120
6.9.4	Kontrol	121
6.10	Perhitungan Diafragma luar (Antar Box Girder) 121	
6.10.1	Data	121
6.10.2	Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil ..	122
6.10.3	Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge 122	
6.10.4	Kontrol	123

6.11 Perhitungan Lateral Bracing.....	123
6.11.1 Data	123
6.11.2 Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.3)....	124
6.11.3 Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge 124	
6.11.4 Kontrol	125
6.12 Perhitungan Shear Connector	125
6.12.1 Data	125
6.12.2 Menghitung Gaya Geser Horizontal (ASHTO	126
6.12.3 Menghitung Tahanan Gaya Geser (ASHTO LRFD BRIDGE DESIGN 2012 ps. 6.10.10.4.3 halaman 6 - 161)	127
6.12.4 Kontrol	127
6.12.5 Penentuan jumlah shear connector	127
6.13 Perencanaan Sambungan	127
6.13.1 Sambungan antar segmen Box Girder	128
6.13.2 Sambungan pelat badan	129
6.13.3 Sambungan Diafragma dengan Steel Box Girder 132	
6.13.4 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder).....	133
6.13.5 Sambungan Top Strut dengan Box Girder....	134

6.13.6 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder)	135
6.13.7 Sambungan Cross Frame dengan Transverse Stiffner	137
6.13.8 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder)	138
6.13.9 Sambungan Lateral Bracing dengan Box Girder	139
6.14 Perhitungan Perletakan Pot Bearing.....	141
6.15 Gambar Hasil Perhitungan Struktur Atas Jembatan	147
BAB VII.....	149
PERHITUNGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN..	149
7.1 Permodelan Struktur Bangunan Bawah	149
7.2 Pier Head	152
6.1. Umum.....	152
6.2. Desain <i>Pier Head</i>	152
6.2.1. Analisa Struktur <i>Pier Head</i>	153
6.2.2. Analisa Kehilangan Gaya Prategang.....	161
6.2.3. Perencanaan Angkur Pier Head pada Kolom	169
6.2.4. Tulangan Longitudinal <i>Pier Head</i>	176
6.2.5. Perencanaan Tulangan Geser <i>Pier Head</i>	176
7.2 Pier Column.....	182

7.3.1	Data	182
7.3.2	Gaya yang terjadi	182
7.3.3	Perencanaan tulangan lentur pier column	183
7.3.4	Perencanaan tulangan geser kolom sendi plastis	183
7.3.5	Perencanaan tulangan geser kolom segmen atas	189
7.3.6	Perhitungan Tulangan Confinement	195
7.3.7	Rekapitulasi tulangan geser kolom	198
7.3.8	Gambar Penulangan Pier Column.....	198
7.4	Pile Cap.....	199
7.4.1	Data	199
7.4.2	Gaya yang terjadi	199
7.4.3	Perhitungan tulangan lentur pile cap.....	199
7.3.4	Geser pons.....	209
7.3.5	Gambar Penulangan Pile Cap	210
7.5	Pondasi.....	210
7.5.1	Perhitungan Kelas Situs	210
7.5.2	Perhitungan daya dukung borepile.....	212
7.5.3	Perhitungan Konstanta pegas lateral dari.....	220
7.5.4	Permodelan Struktur pondasi pada SAP	224
7.5.5	Evaluasi Kapasitas Daya Dukung Borepile	224
7.5.6	Evaluasi Kapasitas Material Borepile	227

7.5.7 Perhitungan Tulangan Geser Berdasarkan RSNI 2833-201X	228
BAB VIII.....	239
KESIMPULAN.....	239
DAFTAR PUSTAKA.....	241

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Steel-Concrete Composite Box Girder (Bridge Engineering Handbook Superstructure Design).....	5
Gambar 2. 2 Steel box girder with orthotropic decks	6
Gambar 2. 3 Tipikal Penampang Melintang Dari Komposit Box Girder (Bridge Engineering Handbook Superstruktur Design)	7
Gambar 2. 4 Typical Konfigurasi Steel Box Girder(Bridge Engineering Handbook Superstructure Design).....	7
Gambar 2. 5 Tipikal Komponen Dari Komposit Box Girder	8
Gambar 2. 6 Peningkatan Kekuatan Beton Sesuai dengan Waktu	9
Gambar 2. 7 Kurva tegangan regangan pada beton	9
Gambar 2. 8 Baja Tulangan (Reinforcing Steel).....	11
Gambar 2. 9 Bagian-Bagian Detail Baut Secara Umum....	15
Gambar 2. 10 Ukuran las sudut.....	16
Gambar 2. 11 Ilustrasi Span-By-Span Dengan Launcher Gantry.....	17
Gambar 2. 12 Pengaplikasian Sistem Perancah Pada Konstruksi	18
Gambar 2. 13 Ilustrasi Pengerjaan Metode Balance Cantilever	19
Gambar 2. 14 Ilustrasi Metode Double Truss Launcher Erection Girder.....	19
 Gambar 4. 1 Preliminary Desain Parapet	 64
Gambar 4. 2 Momen pada parapet	68
Gambar 4. 3 Penulangan parapet.....	73

Gambar 4. 4 Pelat lantai kendaraan	73
Gambar 4. 5 Potongan melintang pelat lantai	78
Gambar 4. 6 Detail penulangan pelat lantai	78
Gambar 4. 7 Detail potongan pelat lantai	78
Gambar 4. 8 Pelat lantai kantilever	79
Gambar 4. 9 Geser pons pelat lantai	82
Gambar 4. 10 Skematik pembebanan Stoper	84
Gambar 4. 11 Penulangan Stopper.....	87
Gambar 4. 12 Rencana Steel Box Girder pada tugas akhir ini	99
Gambar 4. 13 Denah rencana steel box girder	99

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Faktor Beban Berat Mati Sendiri (SNI 1725-2016).....	26
Tabel 3. 2 Faktor Beban Mati Tambahan (SNI 1725-2016)	26
Tabel 3. 3 Faktor Beban Pengaruh Tetap Pelaksanaan (SNI 1725-2016)	27
Tabel 3. 4 Faktor Beban Lajur	28
Tabel 3. 5 Faktor Beban Truck.....	29
Tabel 3. 6 Nilai V_0 dan Z_0	30
Tabel 3. 7 Tekanan Angin Dasar.....	30
Tabel 3. 8 Kriteria Kategori Kepentingan Jembatan (SNI 2833:201X).....	32
Tabel 3. 9 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah (SNI 2833:201X).....	33
Tabel 3. 10 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktu	33
Tabel 3. 11 Perhitungan Y dan M_p Untuk Bagian Pada Positif Flexure	41
Tabel 3. 12 Faktor Reduksi untuk sambunganyang dibaut	47
Tabel 3. 13 Nilai Koefisien Susut, K_{SH}	52
Tabel 3. 14 Nilai Koefisien Susut, K_{SH}	53
Tabel 3. 15 Data tanah.....	54
Tabel 3. 16 Koefisien Shaft (Decourt & Quaresma, 1978 & Decourt et al, 1996).....	58
Tabel 3. 17 Tabel Poison Ratio Berdasarkan Bowles (1977)	59
Tabel 3. 18 Hubungan Empiris Berdasarkan Tipe Tanah ..	59
Tabel 3. 19 Perhitungan Y dan M_p	110

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sarana dan prasarana transportasi menjadi faktor penting seiring dengan meningkatnya aktifitas dan mobilitas manusia. Salah satu usaha dalam menunjang sarana transportasi adalah pembangunan jalan tol. Maka dalam rangka meningkatkan dan menunjang sarana transportasi, Pemerintah Provinsi DKI Jakarta berencana merealisasikan pembangunan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Elevated guna meningkatkan kinerja jalan tol Jakarta Cikampek yang kapasitasnya sudah sangat melampaui batas.

Jalan Tol Jakarta Cikampek terletak di Wilayah Jakarta yang menghubungkan kota Jakarta dengan Cikampek.

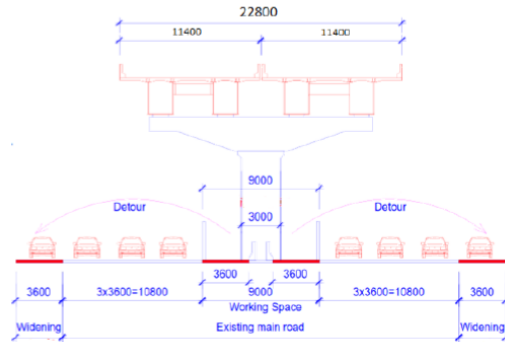


Gambar 1. 1 Lokasi Jalan Tol Jakarta Cikampek

Jalan tol ini menghubungkan beberapa daerah di sekitar jakarta seperti Cikunir , Bekasi, Cibitung, Cikarang dan Karawang. Kondisi eksisting jalan to saat ini mempunyai 2 jalur dan 4 buah lajur dimasing- masing jalur. Total panjang jalan tol ini adalah 38 km yang terbagi beberapa zona.

Dalam Tugas Akhir ini aka direncanakan Jalan Tol Jakarta Cikampek II Elevated menggunakan konstruksi steel

box girder. Konstruksi steel box girder dianggap cukup efektif untuk jalan layang yang berada pada lalulintas yang cukup padat. Hal ini karena steel box girder mempunyai berat yang ringan, dapat memperpanjang jarak antar pilar, serta metode pelaksanaan yang cepat jika dibandingkan dengan concrete box girder.



Gambar 1. 2 Rencana Tampak Melintang Jalan Tol Elevated



Gambar 1. 3 Eksisting Jalan Tol Jakarta-Cikampek

1.2 Rumusan Masalah

Dengan berpedoman pada latar belakang yang telah dijelaskan di atas. Permasalahan utama yang akan diselesaikan dalam tugas akhir ini adalah bagaimana merencanakan Elevated Bridge Jakarta - Cikampek II.

Permasalahan utama tersebut kemudian dijabarkan sebagai berikut:

1. Bagaimana menganalisa pembebanan pada *elevated bridge*?

2. Bagaimana merencanakan struktur *steel box girder*?
3. Bagaimana merencanakan struktur bawah *elevated bridge* ini?
4. Bagaimana permodelan dan analisa struktur dalam perencanaan *elevated bridge* ini ?
5. Bagaimana hasil akhir dari perencanaan modifikasi ini ?

1.3 Tujuan

1. Dapat menganalisa pembebanan *elevated bridge*.
2. Dapat merencanakan struktur steel box girder.
3. Dapat merencanakan struktur bawah dari *elevated bridge* ini.
4. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dalam perencanaan *elevated bridge* ini.
5. Mengetahui hasil akhir dari perencanaan *elevated bridge* ini.

1.4 Batasan Masalah

1. Perkerasan jalan di jembatan
2. Anggaran biaya
3. Tidak menghitung staging analisis.

1.5 Manfaat

Penyusunan tugas akhir ini memberikan beberapa manfaat antara lain :

Umum

1. Sebagai referensi dalam melakukan desain jembatan dengan menggunakan sistem steel box girder
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain jembatan bagi instansi terkait

Bagi Penulis

1. Dapat menerapkan ilmu perencanaan jembatan, terutama untuk bentang panjang
2. Sebagai evaluasi penguasaan ilmu keteknik sipil terkait desain jembatan selama kuliah
3. Menambah wawasan dan pengetahuan akan ilmu desain jembatan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Jalan tol elevated merupakan jenis struktur yang sama dengan jembatan atau fly over yang berfungsi menghubungkan dua bagian daerah yang dilalui oleh kepadatan lalu lintas yang tinggi. Jalan tol elevated dibangun juga dengan tujuan membantu jalan tol eksisting yang sudah mencapai batas maksimal untuk menampung kendaraan yang melalui jalan tol sebelumnya.

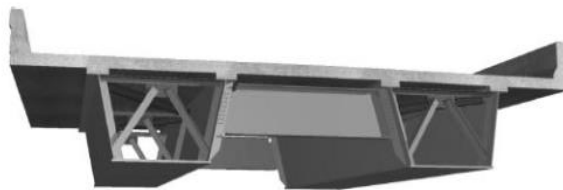
Penggunaan jembatan oleh manusia sudah dilakukan sejak jaman dahulu, jembatan pertama kali yang digunakan manusia adalah berupa jembatan alami, seperti pohon yang tumbang digunakan untuk melintasi rintangan (jembatan balok sederhana) (Ashando, 2016). Pada umumnya jalan tol elevated atau fy over dibangun menggunakan concrete box girder, tapi seiring perkembangan jaman dan kemajuan teknologi penggunaan steel box girder bisa menjadi alternatif yang bisa dipertimbangkan dilihat dari berbagai aspek seperti kekuatan bahan, berat struktur yang ringan, metode pelaksanaan yang mudah dan cepat.

2.2 Struktur Box Baja

Terdapat 2 tipe box girder baja yaitu :

1. Steel – concrete composite box girder

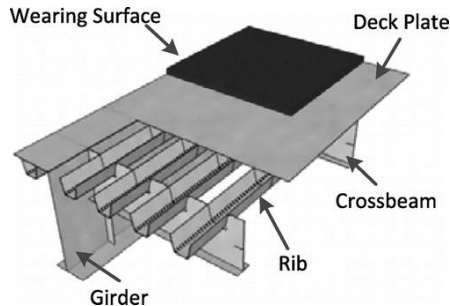
Steel – concrete composite box girder biasanya digunakan untuk medium span sekitar (30 – 60) m.



Gambar 2. 1 Steel-Concrete Composite Box Girder (Bridge Engineering Handbook Superstructure Design)

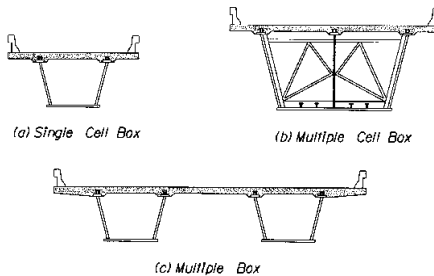
2. Steel box girder with orthotropic decks.

Steel box girder with orthotropic decks biasanya lebih sering digunakan untuk jembatan bentang panjang yang melebihi dari 60 m.



Gambar 2. 2 Steel box girder with orthotropic decks

Susunan jembatan box girder biasanya memiliki box tunggal atau ganda seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3. Sebuah sel tunggal box girder (Gambar 2.3a) mudah untuk dianalisis dan bergantung pada kekakuan torsional untuk membawa beban eksentrik. Kekakuan lenturan yang diperlukan adalah independen dari kekakuan torsional. Box girder tunggal dengan beberapa sel (Gambar 2.1b) bersifat ekonomis untuk rentangan yang sangat panjang. Beberapa webs mengurangi kelambatan geseran pinggiran sayap dan juga membagi gaya geser. Sayap bagian bawah membuat deformasi lebih setara dan distribusi beban yang lebih baik antara gelagar yang berdekatan. Box dalam beberapa gelagar merupakan box yang relative kecil dan saling berdekatan, membuat lentur dan biasanya torsional lebih tinggi. Kekakuan torsional box individu umumnya kurang penting daripada kekakuan lentur relatif. Untuk desain dari bagian beberapa kotak, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.4 harus dipenuhi bila menggunakan spesifikasi AASHTO-LRFD. Penggunaan box lebih sedikit dan lebih besar dalam hasil bagian lintas yang diberikan dalam efisiensi yang lebih besar pada kedua desain dan konstruksi.



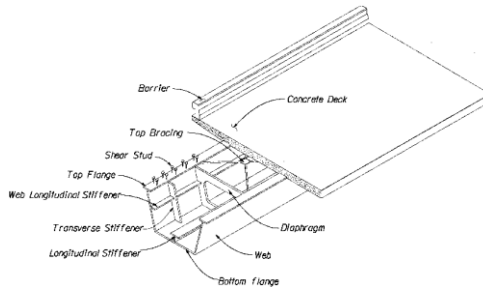
Gambar 2. 3 Tipikal Penampang Melintang Dari Komposit Box Girder (Bridge Engineering Handbook Superstruktur Design)



Gambar 2. 4 Typical Konfigurasi Steel Box Girder (Bridge Engineering Handbook Superstructure Design)

Bagian box komposit biasanya terdiri dari dua *webs*, satu *bottom flanges*, dua *top flanges* dan *shear connector* dilas pada lapisan *top flange* dengan dek beton (Gambar 2.5). *Top flanges* biasanya dianggap cukup dikaitkan dengan mengeraskan dek beton untuk batas kekuatan, dan dicek berdasarkan tekuk lokal sebelum pengerasan dek beton. *Bottom flanges* harus cukup lebar untuk memberikan bantalan yang memadai untuk dek beton dan untuk memungkinkan ruang yang cukup untuk pengelasan *shear connector* pada *flange*. *Bottom flange* dirancang untuk menahan 8 lentur. Karena *bottom flange* biasanya lebar, pengaku memanjang sering diperlukan didaerah negatif lentur. *Web plate* dirancang untuk membawa gaya geser dan dapat ditempatkan tegak lurus atau cenderung pada pinggiran roda bagian bawah. *Web plate* cenderung tidak lebih dari 1 sampai 4. Penentuan awal dari dimensi

top flange dan *bottom flange* dapat diperoleh dari persamaan yang dikembangkan oleh Heins dan Hua.



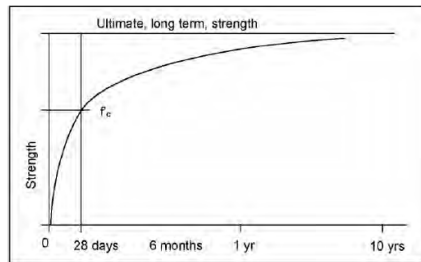
Gambar 2. 5 Tipikal Komponen Dari Komposit Box Girder

2.3 Material

2.3.1 Beton

Desain pilar jembatan dapat menggunakan beton pracetak maupun *cast-in-situ* dengan mempertimbangkan keuntungan dari menggunakan metode tersebut. Pada tahap perencanaan awal, jenis dan tipe beton, serta persyaratan kekuatannya harus diperhatikan, termasuk kekuatan dan daya tahan jangka panjang.

Sifat dasar beton adalah kekuatan tekannya yang dilambangkan dengan simbol f_c' . Kekuatan tekan, f_c' , ditentukan pada usia 28 hari dengan berdasarkan suatu kriteria perancangan yang telah ditentukan. Beton akan menguat dengan usia, seperti yang diilustrasikan gambar. Kenaikan kekuatan beton meningkat dengan cepat selama beberapa hari pertama, kemudian melambat, dan akhirnya melambat secara bertahap dalam jangka panjang.

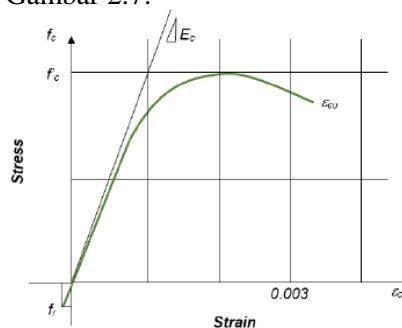


Gambar 2. 6 Peningkatan Kekuatan Beton Sesuai dengan Waktu

Karakteristik kekuatan beton secara langsung mempengaruhi perilaku beton yang harus dipahami dan dipertimbangkan dengan cermat selama mendesain struktural. Karakteristik hubungan kekuatan beton juga berhubungan dengan sifat lain, seperti hubungan kekuatan tarik, kekuatan geser, rangkai (*creep*) dan susut (*shrinkage*). Hubungan tersebut bersifat empiris, dan telah ditetapkan oleh eksperimen dan pengalaman.

Modulus Elastisitas (E_c)

Modulus elastisitas beton, E_c , nilainya tergantung pada mutu beton, yang terutama dipengaruhi oleh material dan proporsi campuran beton. Pada beton, kurva tegangan regangan tidak linier, seperti pada Gambar 2.7.



Gambar 2. 7 Kurva tegangan regangan pada beton

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.5, untuk analisis perencanaan struktur beton yang menggunakan beton normal dengan kuat tekan tidak melampaui 60 MPa, atau beton ringan dengan berat jenis tidak kurang dari 2000 kg/m³ dan kuat tekan yang tidak melampaui 40 MPa, nilai E_c dapat diambil sebagai :

- $E_c = w_c 1,5 (0,043 f_c')$, untuk beton dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m³, E_c boleh diambil sebesar $4700 \sqrt{f_c'}$, dinyatakan dalam MPa, atau
- ditentukan dari hasil pengujian

Poisson Ratio (ν)

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.6, angka poisson ratio untuk beton, ν , dapat diambil sebesar

- 0,2 atau
- ditentukan dari hasil pengujian

Berat isi

Berat isi beton, ditentukan berdasarkan table 2.1 sesuai SNI 1725 – 2016 pasal 7.1 :

Table 2. 1 Berat isi untuk beban mati (SNI 1725 – 2016 pasal 7.1)

No.	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

2.3.2 Baja Tulangan (*Reinforcing Steel*)

Secara umum, tulangan dipakai sebagai penguat dalam praktik di industri konstruksi. Jenis penguatan ringan lainnya, seperti *stainless steel* atau *stainless clad reinforcement*, juga telah digunakan secara efektif. Sementara menghasilkan peningkatan ketahanan terhadap korosi, baja tulangan ini awalnya tidak memiliki kekuatan leleh atau modulus elastisitas yang sesuai dengan persyaratan peraturan. Namun, sejak diperkenalkannya, produsen jenis batang baja tulangan ini telah mengubah formulasi mereka untuk menghasilkan karakteristik yang dapat diterima.



Gambar 2. 8 Baja Tulangan (Reinforcing Steel)

Dalam perencanaan struktur baja, SNI 03-1729-2002 mengambil beberapa sifat-sifat mekanik dari material baja yaitu:

Modulus Elastisitas,	E	$= 200.000 \text{ MPa}$
Modulus Geser,	G	$= 80.000 \text{ MPa}$
Angka poisson	ν	$= 0,30$
Koefisien muai panjang, α		$= 12.10 (^{\circ})/^{\circ}\text{C}$

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan tegangan ptelehan, SNI 03-1729-2002 mengklasifikasikan mutu dari material baja menjadi 5 kelas mutu sebagai berikut:

Table 2. 2 Sifat Mekanis Baja Structural (Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD Edisi Kedua)

Jenis Baja	Tegangan Putus minimum, f_u (MPa)	Tegangan Leleh minimum, f_y (MPa)	Regangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

2.4 Pembebanan

Pembebanan pada struktur jembatan berdasarkan SNI 1725-2016 meliputi:

2.4.1 Pembebanan pada Struktur Sekunder

1. Pembebanan pada pelat lantai (SNI 1725-2016 pasal 8.9)
2. Pembebanan pada parapet (SNI 1725-2016 pasal 11)

2.4.2 Pembebanan pada Struktur Utama

- Pembebanan pada girder box baja
 - a) Beban permanen, berupa berat sendiri box girder, palat kendaraan, lapisan aspal, dan beban mati lainnya (SNI 1725-2016 pasal 7)
 - b) Beban lalu lintas, berupa beban terbagi rata, beban garis, beban truk, gaya rem, gaya sentrifugal, beban fatik, dll (SNI 1725-2016 pasal 8)
- Permodelan beban angin

Penentuan beban angin (SNI 1725-2016 pasal 9.6)
- Permodelan beban gempa

Penentuan beban gempa (SNI 2833-2016)
- Pembebanan aksi lingkungan lainnya

Penentuan beban aksi lingkungan (SNI 1725-2016 pasal 9)

2.3.3 Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 2847-2013 dan SNI 1725-2016 maupun RSNI2 2833-201X, perencanaan dan evaluasi struktur beton

bertulang untuk jembatan kategori penting harus menggunakan kombinasi pembebanan ultimate sebagai berikut:

1. Kombinasi Pembebanan Normal

- Kuat 1 (D) = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + 1.8 TD$
- Kuat 1 (T) = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + 1.8 (TT + TB)$
- Kuat 2 (D) = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + 1.4 TD$
- Kuat 2 (T) = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + 1.4 (TT + TB)$
- Kuat 3 = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA$
- Kuat 4 = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA$
- Kuat 5 = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA$

2. Kombinasi Pembebanan akibat Gempa

- Extrem 6 = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + EQX + 0.3 EQY$
- Extrem 7 = $1.3 MS + 2 MA + 1.25 TA + 0.3 EQX + EQY$

Adapun untuk evaluasi kapasitas daya dukung pondasi, maka harus menggunakan kombinasi pembebanan izin (batas layan) sebagai berikut:

1. Kombinasi Pembebanan Normal

- Layan 1 (D) = $1 (MS + MA + TA) + 1 TD$
- Layan 1 (T) = $1 (MS + MA + TA) + 1 (TT + TB)$
- Layan 2 (D) = $1 (MS + MA + TA) + 1.3 TD$
- Layan 2 (T) = $1 (MS + MA + TA) + 1.3 (TT + TB)$

2. Kombinasi Pembebanan akibat Gempa

- Layan 3 = $1 (MS + MA + TA) + 0.7 EQX + 0.21 EQY$
- Layan 4 = $1 (MS + MA + TA) + 0.21 EQX + 0.7 EQY$

Di mana :

- MS = beban mati akibat berat sendiri
- MA = beban mati superimposed
- TT = beban hidup truk

- TD = beban distribusi akibat beban lajur lalu lintas, terdiri dari :
- BGT = beban hidup garis terpusat
 - BTR = beban hidup terbagi rata
- TA = tekanan tanah, terdiri dari :
- EP = tekanan tanah aktif akibat berat tanah timbunan
 - EPBTR = tekanan tanah aktif akibat beban erbagi rata di atas tanah timbunan
 - EPW = tekanan tanah aktif akibat air dalam timbunan
- EQx = beban gempa arah X
- Untuk pier head dan kolom menggunakan $R = 3$
 - Untuk pier head, kolom, pile cap dan pondasi menggunakan $R = 1$
- EQy = beban gempa arah Y
- Untuk pier head dan kolom menggunakan $R = 3$
 - Untuk pier head, kolom, pile cap dan pondasi menggunakan $R = 1$

2.5 Sambungan

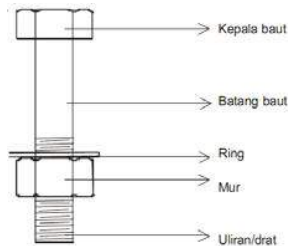
Setiap struktur adalah gabungan dari bagian-bagian tersendiri atau batang-batang yang harus disambung bersama (biasanya di ujung batang) dengan beberapa cara. Salah satu cara yang digunakan adalah pengelasan, cara lain ialah menggunakan alat penyambung seperti paku keling dan baut. Fungsi sambungan, disamping menyatukan elementelement pada suatu konstruksi menjadi satu kesatuan, juga berfungsi sebagai penyalur beban dari satu bagian ke bagian yang lain (Marwan dan Isdarmanu 2006).Berdasarkan AISC-LRFD pasal 5.3 jenis alat sambung baja terdiri dari :

- Baut, mur, dan ring

- Alat sambung mutu tinggi
- Las
- Penghubung geser jenis paku yang dilas
- Baut angker

2.5.1 Sambungan Baut

Baut adalah alat sambung dengan batang bulat dan berulir, salah satu ujungnya dibentuk kepala baut (umumnya bentuk kepala segi enam) dan ujung lainnya dipasang mur/pengunci (lihat **Gambar 2.9**). Ada dua jenis baut yang biasa dipakai pada konstruksi baja. Pertama adalah baut biasa yang dipakai pada struktur ringan yang menahan beban statis atau untuk menyambung batang-batang sekunder. Jenis yang kedua adalah baut tegangan tinggi (mutu tinggi) dengan pemasangan dikencangkan sedemikian rupa sehingga menahan suatu tekanan yang besar dan bisa menjepit dengan keras bagian-bagian struktur yang disambung.



Gambar 2. 9 Bagian-Bagian Detail Baut Secara Umum

Beberapa kelebihan sambungan menggunakan baut antara lain :

- Lebih mudah dalam pemasangan konstruksi di lapangan.
- Konstruksi sambungan baut dapat dibongkar-pasang.
- Baut jenis *Baut Pass* kuat digunakan untuk konstruksi berat, termasuk jembatan.

2.5.2 Sambungan Las

Proses pengelasan merupakan proses penyambungan dua potong logam dengan cara memanaskan baja hingga mencapai suhu leleh dengan ataupun tanpa bahan pengisi. Pada umumnya mutu kawat las (bahan pengisi) lebih besar atau sama dengan mutu baja yang

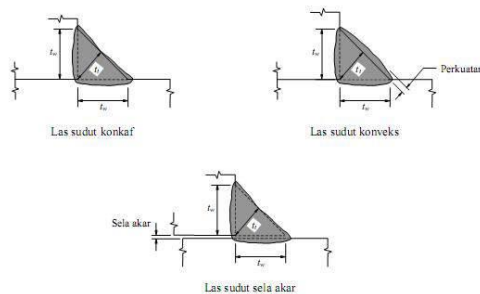
akan disambung. Pada pelaksanaannya terdapat beberapa tipe sambungan las antara lain :

a. Las Tumpul

Las tumpul adalah las yang dibuat pada celah antara ujung-ujung yang bersebelahan, tepi-tepi, atau permukaan dua bagian yang akan digabung pada *jointbutt*. Ada beberapa bahan las tumpul yang dipakai, antara lain FE60XX, FE70XX, FE80XX, FE90XX, FE100XX, FE110XX. E adalah Elektrode, sedangkan 60– 110 menunjukkan kekuatan tarik minimum dalam KSI (1ksi= 70.3 kg/cm²), dan digit dibelakangnya xx menunjukkan tipe coatingnya (Marwan dan Isdarmanu 2006)

b. Las Sudut

Las sudut adalah las yang secara teoritis mempunyai penampang melintang segitiga, yang menggabungkan dua permukaan yang kurang lebih mempunyai sudut siku, yaitu pada join lap, tee (T), dan *corner* (pojok). Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang t_{w1} , t_{w2} , dari sisi yang terletak sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las (lihat **Gambar 2.10**). Bila kakinya sama panjang, ukurannya adalah t_w . Bila terdapat sela akar, ukuran t_w diberikan oleh panjang kaki segitiga yang terbentuk dengan mengurangi sela akar seperti ditunjukan dalam Gambar 2.10 (SNI 03-1729-2002).



Gambar 2. 10 Ukuran las sudut

Beberapa kelebihan sambungan yang menggunakan las :

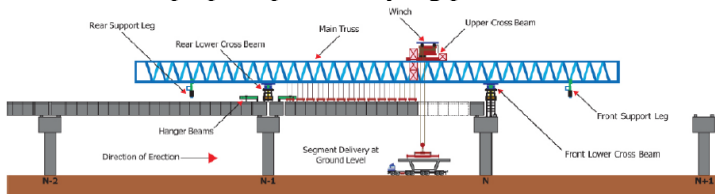
- Konstruksi sambungan memiliki bentuk lebih rapi.
- Konstruksi baja dengan sambungan las memiliki berat lebih ringan, hanya berkisar 1 – 1,5% dari berat konstruksi, sedang dengan paku keling / baut berkisar 2,5 – 4% dari berat konstruksi.
- Pengerjaan konstruksi relatif lebih cepat (tidak perlu membuat lubang-lubang baut, tak perlu memasang potongan baja siku / pelat penyambung, dan sebagainya).
- Luas penampang batang baja tetap utuh karena tidak dilubangi, sehingga kekuatannya utuh.

2.7 Metode Konstruksi

Ada 3 macam metode konstruksi umum yang digunakan untuk pelaksanaan jembatan *box girder*. Pemilihan metode pelaksanaan dipertimbangkan dari segi sistem struktur, waktu pelaksanaan, peralatan yang digunakan, dan biaya. Metode tersebut antara lain:

➤ Sistem Peluncuran (Launching)

Dalam metode konstruksi ini, struktur atas jembatan (span pertama) dirangkai terlebih dahulu pada salah satu sisi abutmen jembatan kemudian didorong dari abutmen ke pierhead pertama. Kemudian pada bagian span kedua dirangkai kembali hingga selesai kemudian didorong kembali hingga span pertama bertumpu pada pier head kedua dan span kedua bertumpu pada pier head yang pertama.



Gambar 2. 11 Ilustrasi Span-By-Span Dengan Launcher Gantry

➤ Sistem Perancah (Falsework)

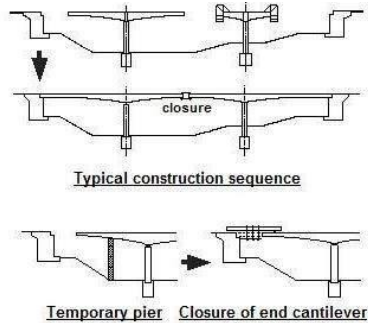
Perancah terdiri dari struktur sementara yang digunakan dalam konstruksi untuk mendukung spanning atau struktur melengkung dalam menahan komponen di tempat sampai konstruksinya mampu untuk mendukung dirinya sendiri. Perancah biasanya digunakan untuk konstruksi Cast in situ atau cor ditempat. Menurut British Standards praktek untuk perancah, BS 5975: 1982, mendefinisikan perancah sebagai "Setiap struktur sementara yang digunakan untuk mendukung struktur permanen hingga akhirnya mampu berdiri sendiri."



Gambar 2. 12 Pengaplikasian Sistem Perancah Pada Konstruksi

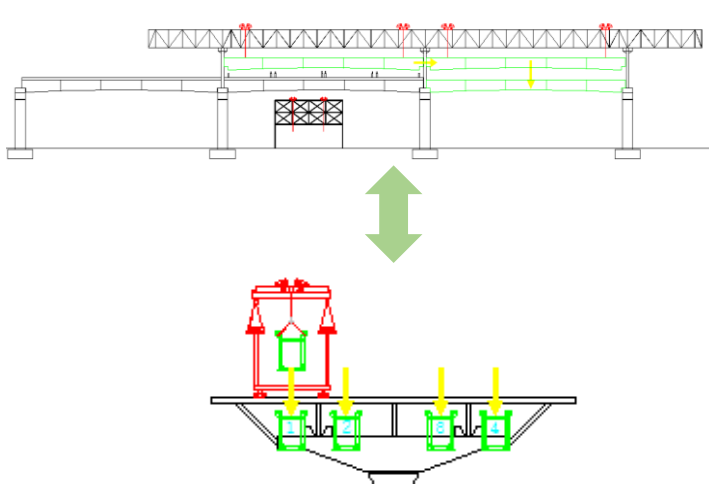
- **Sistem Kantilever (*Balance Cantilever*)**
Metode ini dipilih jika flyover memiliki beberapa bentang yang berkisar dari 50 sampai 250 m. Konstruksi dimulai pada setiap pilar flyover. Metode ini dimulai dengan memposisikan bekisting khusus. Segmen pilar kemudian digunakan sebagai platform ereksi dan basis peluncuran untuk semua bekisting perjalanan berikutnya dan konstruksi segmen beton. Cast-in-situ segmen berkisar antara tiga meter hingga lima meter dengan bekisting yang bergerak bersama-sama dengan setiap segmen. Konstruksi segmen

dilanjutkan sampai titik tengah tergabung dimana seimbang untuk ditutup.



Gambar 2. 13 Ilustrasi Pengerjaan Metode Balance Cantilever

Dari berbagai metode pelaksanaan *erection box girder*, metode yang dipakai dalam perencanaan tugas akhir ini adalah **metode Double Truss Launching Erection Girder**.



Gambar 2. 14 Ilustrasi Metode Double Truss Launcher Erection Girder

Urutan kerja pada pemakaian Girder Launcher.

1. Launcher yang sudah dirakit dihubungkan dengan girder yang berfungsi sebagai pemberat.
2. Launcher dan girder dipindahkan menuju bentang yang direncanakan.
3. Launcher sudah pada posisi untuk erection.
4. Girder dihubungkan pada ujung penggantung untuk erection.
5. Girder sudah terangkat oleh launcher Girder sudah terangkat oleh launcher
6. Girder telah ditempatkan.

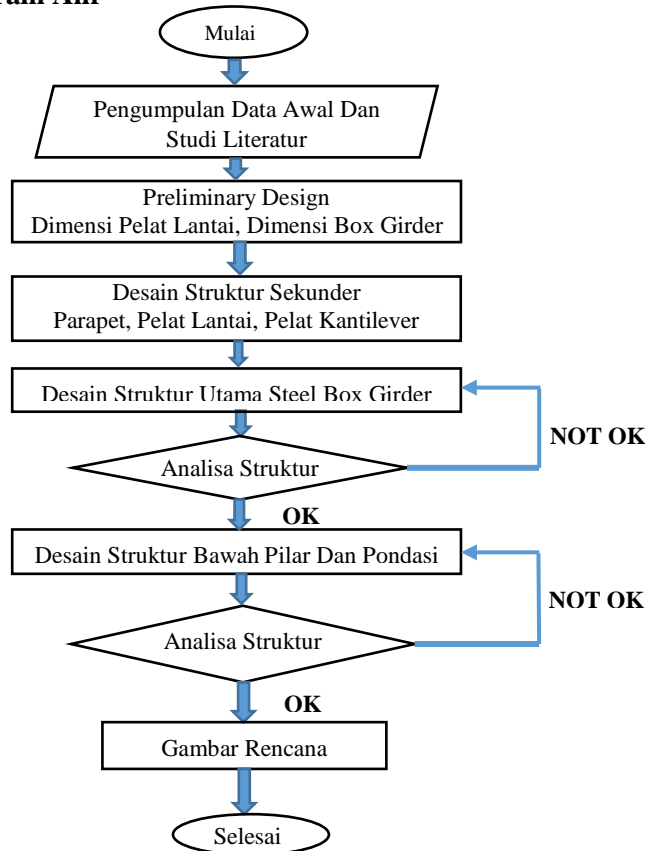
(Sumber : Libby, james R., "Modern Prestressed Concrete "

Ketika dilakukan dalam pembangunan jembatan, *Launcher Girder* memberikan beberapa keuntungan baik bagi *owner* maupun kontraktor. Beberapa keuntungan tersebut adalah sebagai berikut:

- Memberikan sedikit dampak buruk bagi lingkungan
- Hanya memerlukan sedikit area dalam pengerjaannya
- Tidak menutup akses jalan masyarakat yang berada dibawah tempat pelaksanaan erection

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir



Gambar 3. 1 Diagram Alir

3.2 Pengumpulan Data Awal dan Studi Literatur

Dalam studi literatur penulis menggunakan beberapa referensi terkait, berupa jurnal, modul kuliah, buku, majalah, peraturan, maupun internet.

Data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

1. Nama dan lokasi : Jalan Tol Jakarta –
Cikampek II Elevated
2. Panjang bentang : 60 m
3. Lebar Lajur : 2 x (2 x 3,5 m)
4. Lebar bahu luar : 2,5 m
5. Lebar bahu dalam : 1 m
6. Material Utama : Baja

Dalam perencanaan Jalan Tol Jakarta – Cikampek II Elevated ini dilakukan studi literature dimana melakukan pembelajaran mengenai ilmu-ilmu dan peraturan yang berkaitan dengan perencanaan flyover dengan tipe steel box girder. Beberapa peraturan/standar yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

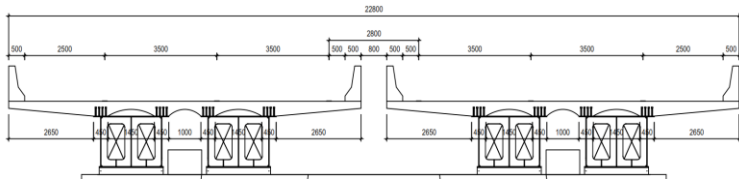
- SNI 1725 2016, Pembebanan untuk Jembatan,
- AASTHO LRFD Bridge Specification 2012,`
- SNI 2833-201X, Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa
- RSNI T-12 2004, Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan

3.3 Prelimienarry Design

3.3.1 Preliminary design pelat lantai

- Konfigurasi pelat lantai pada jembatan box girder

Pelat lantai pada jembatan ini bersifat komposit dengan top flange dari box girder yang dihubungkan dengan shear connector. Pelat lantai antar jalur 1 dan jalur 2 meyatu selebar 14 meter.



Gambar 3. 2 Konfigurasi Pelat Lantai Pada Jembatan Box Girder

- Tebal pelat lantai
Berdasarkan SNI T-12-2004 tebal minimum pelat lantai kendaraan pada jembatan harus memenuhi 2 ketentuan :

$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad (3-1)$$

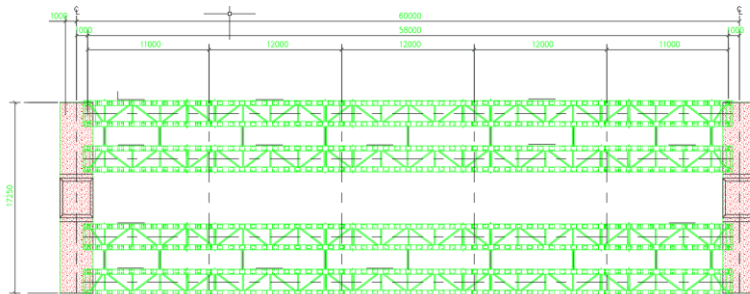
$$ts \geq (100 + 40.l) \text{ mm} \quad (3-2)$$
 dimana :
 l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan
 (dalam meter)

3.3.2 Preliminary design parapet

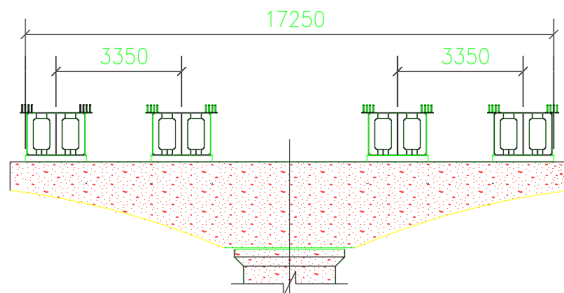
Tumbukan kendaraan dengan jembatan tidak perlu ditinjau

3.3.3 Preliminary design box girder baja

- Konfigurasi box girder baja
Susunan box girder baja terdiri dari 4 box baja, dimana pada satu jalur terdapat 2 box baja yang terhubung dengan stiffener. Susunan ini lebih menguntungkan karena struktur menjadi lebih kaku. Bentang yang panjang nya 60 meter



Gambar 3. 3 Rencana Denah Susunan Girder Box Baja



Gambar 3. 4 Potongan Melintang Dari Elevated Bridge Jakarta Cikampek

- Penentuan tinggi box girder baja berdasarkan AASHTO LRFD 2012.

$$D = 0,027 L \quad (3-3)$$

dimana : L = bentang terpanjang dari jembatan

- Penentuan dimensi Gelagar Box Girder berdasarkan AASHTO LRFD 2012.

Untuk Web :

$$\text{Ketebalan web minimal } \frac{D}{tw} < 150 \quad (3-4)$$

dimana : D = tinggi web
 tw = tebal web

Untuk Flange :

Lebar flange digunakan $bf \geq \frac{D}{6}$ atau digunakan

pembanding yang lain $bf \geq \frac{L}{85}$ (3-5)

dimana : L = panjang bentang terpanjang

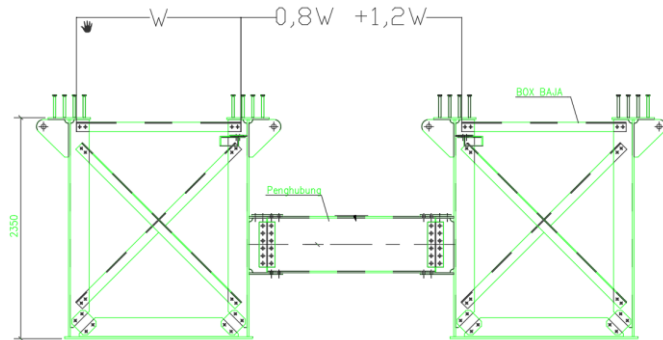
Tebal flange minimum yang digunakan $tf \geq 1,1tw$ (3-6)

dimana : tw = tebal web

- Penentuan ukuran dari jarak antar flange (Bridge Engineering Handbook Superstructure Design)

$$L = 0.8w + 1.2w \quad (3-7)$$

dimana : w = lebar box girder



Gambar 3. 5 Ukuran Rencana Dari Jarak Antar Flange Box Baja

3.4 Design Struktur Sekunder

Pada tahap desain struktur sekunder ini merupakan perencanaan parapet, pelat lantai dan pelat kantilever. Setiap struktur yang ditinjau akan diberi pembebanan yang sesuai. Hasil gaya dalam akibat pembebanan selanjutnya akan digunakan untuk menentukan penulangan pada setiap struktur tersebut.

3.5 Desain Struktur Utama

Tahapan desain struktur utama yang dilakukan pertama kali adalah dengan menganalisa beban apa saja yang diterima oleh

struktur utama box girder. Pembebanan tersebut dianalisa sesuai dengan SNI 1725 2016 sebagai berikut :

3.5.1 Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural lain ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat sebagai berikut (SNI1725-2016, pasal 7.2) :

Tabel 3. 1 Faktor Beban Berat Mati Sendiri (SNI 1725-2016)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton cor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

3.5.2 Beban Mati Tambahan/ Utilitas

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban yang merupakan elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban mati tambahan dapat dilihat sebagai berikut (SNI 1725-2016, pasal 7.3) :

Tabel 3. 2 Faktor Beban Mati Tambahan (SNI 1725-2016)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MI})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MI}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MI}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

3.5.2 Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan yang kaitannya dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban

yang sesuai. Adapun faktor beban yang digunakan terhadap pengaruh tetap pelaksanaan adalah sebagai berikut (SNI 1725-2016, pasal 7.5):

Tabel 3. 3 Faktor Beban Pengaruh Tetap Pelaksanaan (SNI 1725-2016)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{PL}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

3.5.3 Beban Lalu Lintas

a. Beban Lajur “D”

Beban “D” sesuai dengan yang didefinisikan dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.3 terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Intensitas beban BTR tergantung panjang total yang dibebani, ditentukan berdasarkan hubungan berikut :

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m : } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3-8)$$

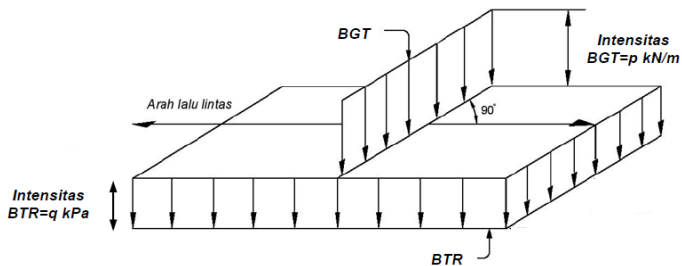
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m : } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3-9)$$

dimana:

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang (kPa)

L = panjang total yang dibebani (meter)

Sedangkan, beban garis terpusat (BGT) harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan dengan intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momden lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Susunan pembebanan ini dapat dilihat dalam Gambar 2.5.



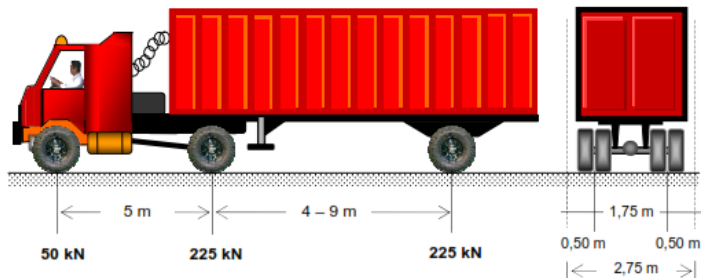
Gambar 3. 6 Dsitribusi Beban BTR Dan BGT (Sumber SNI 17266 2016)

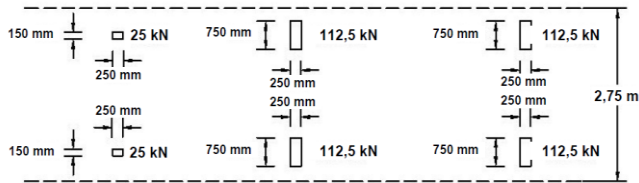
Tabel 3. 4 Faktor Beban Lajur

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_D)	
		Keadaan Batas Layan (γ_D^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_D^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

b. Beban Truk “T”

Pembebanan truk “T” menurut SNI 1725-2016 Pasal 8.4 terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti pada Gambar 3.6. Berat sendiri dari masing-masing as disebar menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai . jarak antara dua as tersebut antara 4.0 m sampai dengan 9.0m, hal ini dikarenakan untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Kendaraan truk “T” ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.





Gambar 3. 7 Distribusi Beban Truk Pada Pelat Lantai

Tabel 3. 5 Faktor Beban Truck

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TR}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TR}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

3.5.4 Beban angin

a) Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin menurut SNI 1725-2016 Pasal 9.6.1 yang ditentukan untuk angin horizontal diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (VB) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana VDZ harus dihitung dengan persamaan berikut:

$$VDZ = 2,5 V_o \left(\frac{V10}{V_a} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3-10)$$

dimana :

VDZ : kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V10 : kecepatan angin pada elevasi 10000 m di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

VB : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air di mana beban angin rencana dihitung (Z > 10000 mm) 58

V0 : kecepatan gesekan angin, yang meruakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan

dalam tabel 2.18, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z0 : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meterologi, ditentukan pada tabel 2.18 (mm)

V10 diperoleh dari:

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang.
- Survei angin pada lokasi jembatan.
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V10 = V_B = 90 \text{ s/d } 126 \text{ km/jam}$.

Tabel 3. 6 Nilai V0 dan Z0

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

b) Beban Angin pada Struktur (EWs)

Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1, tekanan angin rencana (MPa) dapat ditetapkan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{V_a} \right)^2 \quad (3-11)$$

dimana:

PB : Tekanan angin dasar seperti ditentukan dalam **Tabel 3.7**

Tabel 3. 7 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap

pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

3.5.5 Pengaruh Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisienrespons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekibalen

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (3-11)$$

Keterangan :

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN). Kriteria kategori kepentingan jembatan berdasarkan SNI 2833:201X dapat ditentukan sebagai berikut:

Tabel 3. 8 Kriteria Kategori Kepentingan Jembatan (SNI 2833:201X)

Kategori kepentingan	Definisi	Periode ulang gempa rencana
Jembatan sangat penting (critical bridges)	Jembatan yang harus dibuka untuk lalu-lintas setelah gempa rencana dan dapat dilalui kendaraan darurat dan untuk kepentingan keamanan, pertahanan, ekonomi, atau keselamatan segera setelah gempa 1000 tahun. Jembatan yang secara resmi ditentukan sebagai jembatan sangat penting oleh otoritas yang berwenang.	1000 tahun 7% -75 tahun
Jembatan penting (essential bridges)	Jembatan yang minimum dapat dibuka untuk kendaraan darurat dan untuk kepentingan keamanan, pertahanan, ekonomi setelah gempa rencana dan dibuka untuk semua lalu-lintas dalam beberapa hari setelah gempa 1000 tahun.	1000 tahun 7% -75 tahun
Jembatan lainnya (other bridges)	Jembatan selain jembatan sangat penting dan penting	500 tahun 10% -50 tahun

Penentuan faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah berdasarkan (SNI 2833:201X) dapat dilihat pada table berikut:

Pada elevated bridge ini ,dikategorikan sebagai jembatan lainnya (biasa) sehingga digunakan nilai factor modifikasi respons sebagai berikut:

- Untuk perencanaan struktur kolom dan balok pier digunakan $R = 3.0$ untuk gempa arah X (longitudinal) dan gempa arah Y (transversal).
- Untuk perencanaan pile cap (footing) dan pondasi tiang pancang digunakan $R = 1.0$ untuk arah X maupun Y.

Tabel 3. 9 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah (SNI 2833:201X)

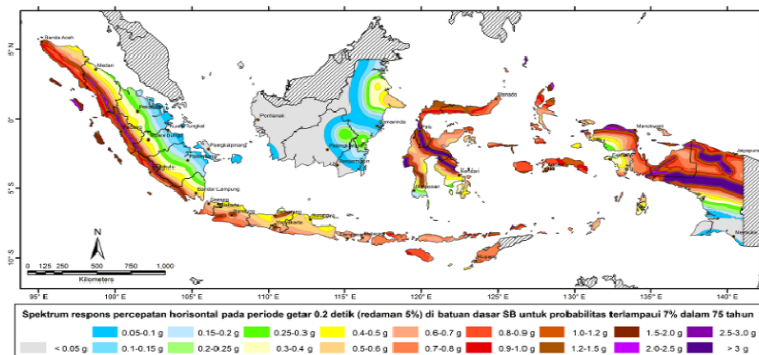
Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

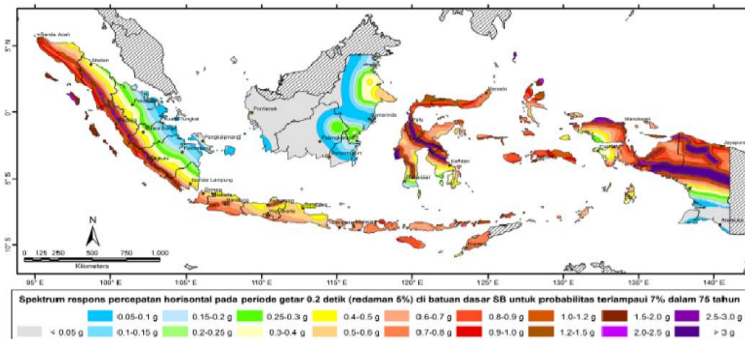
Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Tabel 3. 10 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktu

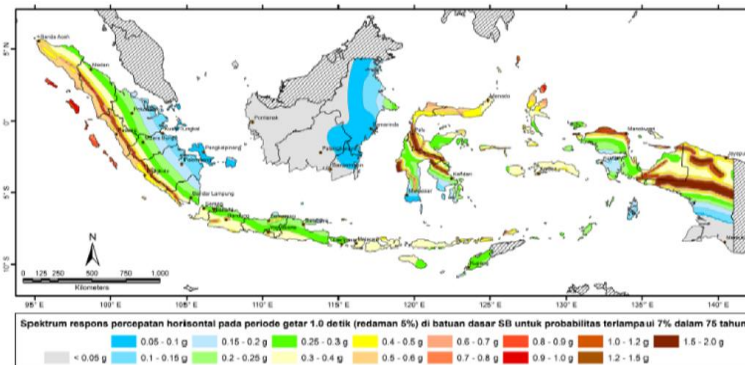
Hubungan elemen struktu	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0



Gambar 3. 8 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA)



Gambar 3. 9 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik Di Batuan Dasar Untuk Probabilitas 7% Dalam 75 Tahun



Gambar 3. 10 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar Untuk Probabilitas 7% Dalam 75 Tahun

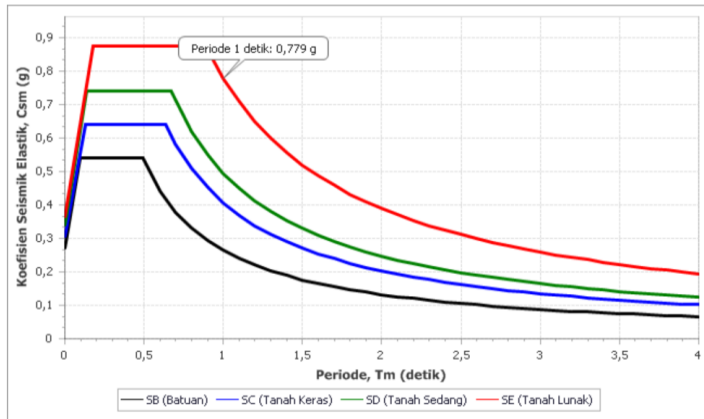
Penentuan Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah untuk jembatan dapat dilihat dari situs :

<http://petagempa.pusjatan.pu.go.id/>

Lokasi elevated bridge ini terletak di kota Jakarta. Sehingga berdasarkan peta gempa pada RSN12 2833-201X maupun Aplikasi Desain Spektra dari PUSJATAN didapatkan parameter untuk respon spektra di lokasi tersebut adalah:

- Site class = S_D (Tanah Sedang)
- 0.2 second acceleration response spectra= 0.541 g

- 1 second acceleration response spectra= 0.265 g
- PGA= 0.272
- Percepatan Puncak di Permukaan Tanah (As)= 0
- SDS= 0.740 g
- SD1= 0.495 g



Gambar 3. 11 Respon Spektrum Gempa Kota Jakarta
 (<http://petagempa.pusjatan.pu.go.id/>)

Adapun gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut:

- Gempa arah X maksimum, di mana 100% gaya gempa pada arah x, E_{Qx} dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y, E_{Qy} .
- Gempa arah Y maksimum, di mana 100% gaya gempa pada arah y, E_{Qy} dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x, E_{Qx} .

3.6 Analisa Struktur Atas

3.6.1 Permodelan Struktur

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur menggunakan *software MIDAS CIVIL*.

- Mendefinisikan mutu bahan yang akan digunakan.
 - a. Mutu beton, $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
 - b. Mutu baja, BJ-50
 - c. Modulus Elastisitas Beton (E) = $4700 \times \sqrt{f_c'}$
- Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur.
- Mendefinisikan jenis profil yang akan digunakan.
 - a. Struktur utama menggunakan box girder baja.
- Mendefinisikan kombinasi pembebanan. Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka kombinasi tidak perlu dikalikan dengan faktor lagi. Kombinasi pembebanan terdiri dari:
 - a. Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
 - b. Kombinasi beban sementara akibat angin
 - c. Kombinasi beban sementara akibat gempa
- Memodelkan struktur sesuai gambar rencana yang telah dibuat.
- Menginput beban-beban yang bekerja.
- Menjalankan proses analisa struktur.
- Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja untuk mengontrol kemampuan profil dalam menanggung beban serta untuk perencanaan sambungan profil. Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
 - a. Momen
 - b. Geser
 - c. Aksial atau gaya normal

3.6.2 Persyaratan Gelagar Komposit dalam menerima Lentur (flexure)

➤ Tekuk Lokal (Local Buckling)

Tekuk lokal (local buckling) dapat terjadi jika perbandingan antara lebar dan ketebalan dari elemen yang mengalami tekan terlalu besar, sehingga diperlukan adanya pembatasan rasio perbandingan antara lebar dan ketebalan yang mengalami tekan. Perbandingan antara lebar dan ketebalan pada pelat sayap atas (top flange) dinyatakan dengan notasi λ_f . Besarnya λ_f pada pelat sayap atas (top flange) dihitung dengan persamaan berikut berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012, pasal 6.11.2.1 dan pasal 6.11.2.2 :

$$\text{Jika } \lambda_f < \lambda_{pf} \text{ (Kompak) maka } F_{NC} = R_b R_h F_{yc} \quad (3-12)$$

Jika $\lambda_f \geq \lambda_{pf}$ (Tidak Kompak) maka

$$F_{NC} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad (3-13)$$

dimana :

λ_f = nilai rasio kelangsingan pelat sayap

$$= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (3-14)$$

b_{fc} = lebar pelat sayap

t_{fc} = tebal pelat sayap

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3-15)$$

λ_{rf} = batas rasio kelangsingan untuk sayap tidak kompak

$$= 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3-16)$$

F_{nc} = tegangan akibat tekuk lokal

F_{yc} = tegangan leleh baja pada sayap

F_{yr} = tegangan leleh baja pada sayap yang sudah direduksi

efek tegangan, nilainya diambil sekecil mungkin dari $0.7F_{yc}$ dan F_{yw} , tapi tidak lebih kecil dari $0.5F_{yc}$

R_b = Faktor beban pada web berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012 pasal 6.10.1.10.2

R_h = Faktor hibrid berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012, 6.10.1.10.1

➤ Tekuk Torsional pada sayap

Untuk menentukan besarnya tekuk torsional pada sayap terdapat 3 kondisi yaitu:

a. Jika $L_b \leq L_p$ (3-18)

Maka $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$ (3-19)

b. Jika $L_p \leq L_b \leq L_r$

Maka

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (3-20)$$

c. Jika $L_b \geq L_r$ (3-21)

$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc}$ (3-22)

Dimana :

F_{nc} = tegangan akibat tekuk local

F_{yc} = tegangan leleh baja pada sayap

L_b = panjang elemen yang tidak terdapat bracing

L_p = panjang elemen terbatas yang tidak terdapat bracing untuk lentur nominal

$$= 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3-23)$$

L_r = panjang lemen terbatas yang tidak terdapat bracing untuk momen nominal

$$= \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3-24)$$

C_b = momen gradient modifier

Tekuk Pada Web

Untuk menentukan tekuk pada web, maka dapat digunakan persamaan berikut untuk menentukan apakah badan profil kompak atau tidak . Jika memenuhi persamaan dibawah ini maka profil tergolong profil kompak

$$\frac{D}{tw} \leq 150 \quad (3-25)$$

$$\frac{2Dcp}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3-26)$$

$$Dcp = \frac{D}{2} \left(\frac{F_{yt} A_t - 0.85 f'_c A_s - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right) \quad (3-27)$$

Dimana :

- Dcp = tinggi web yang tertekan
- D = tinggi web
- Ac = luas flange atas
- Fyt = tegangan leleh flange bawah
- At = luas flange bawah
- f'c = kuat tekan beton
- As = luas beton
- Fyrs = tegangan leleh minimum tulangan
- Ars = total luas tulangan longitudinal
- Fyw = tegangan leleh web
- Aw = luas web

➤ Menentukan Plastic Momen

Momen plastis merupakan besar momen yang dihitung dari kekuatan yang dihasilkan oleh web, flange, dan tulangan beton. Momen plastis pada bagian komposit lentur positif dapat ditentukan dengan gaya plastis terlebih dahulu:

Kekuatan tulangan

$$Prt = Fyrt.Art \quad (3-28)$$

$$Prb = Fyr.Arb \quad (3-29)$$

Dimana:

Prt	= kekuatan tulangan atas
Prb	= kekuatan tulangan bawah
Fyrt	= tegangan leleh tulangan atas
Fyrb	= tegangan leleh tulangan bawah
Art	= luas tulangan atas
Arb	= luas tulangan bawah

Kekuatan flange bawah

$$P_t = F_y t_b t_f \quad (3-30)$$

Dimana :

P _t	= kekuatan elemen flange bawah
F _y	= tegangan leleh flange bawah
t _b	= panjang flange bawah
t _f	= tebal flange bawah

Kekuatan web

$$P_w = 2 F_w D t_w \quad (3-31)$$

Dimana :

P _w	= kekuatan elemen web
F _w	= tegangan leleh web
D	= panjang web
t _w	= tebal web

Kekuatan flange atas

$$P_c = 2 F_c b_c t_c \quad (3-32)$$

Dimana :

P _c	= kekuatan elemen flange atas
F _c	= tegangan leleh flange atas
b _c	= panjang flange atas
t _c	= tebal flange atas

Kekuatan slab beton

$$P_s = 0,85 f_c \times b_e \times t_s \quad (3-33)$$

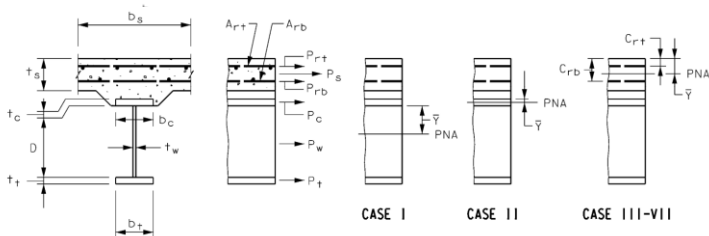
dimana :

P _s	= kekuatan elemen beton
F _c	= kuat tekan beton
B _e	= panjang beton
T _s	= tebal beton

Setelah dilakukan perhitungan gaya plastis maka dapat ditentukan lokasi sumbu netral plastis (\bar{Y}) dan Momen plastis berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012, D6.1.-1.

Tabel 3. 11 Perhitungan \bar{Y} dan M_p Untuk Bagian Pada Positif Flexure

Case	PNA	Condition	\bar{Y} and M_p
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rh} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rh}}{P_s} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_s}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_w d_w + P_n d_n + P_s d_s + P_c d_c + P_{rh} d_{rh}]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rh} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rh}}{P_s} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_s}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_w d_w + P_n d_n + P_s d_s + P_c d_c + P_{rh} d_{rh}]$
III	Concrete Deck, Below P_{rh}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rh}}{t_s}\right) P_s + P_{rh} + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_w + P_t - P_n - P_{rh}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rh} d_{rh} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Concrete Deck, at P_{rh}	$P_t + P_w + P_c + P_{rh} \geq \left(\frac{c_{rh}}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = c_{rh}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Concrete Deck, Above P_{rh} Below P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rh} \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rh} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rh} d_{rh} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Concrete Deck, at P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rh} + P_n \geq \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = c_n$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rh} d_{rh} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Concrete Deck, Above P_n	$P_t + P_w + P_c + P_{rh} + P_n < \left(\frac{c_n}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rh} + P_c + P_w + P_t + P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rh} d_{rh} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$



➤ **Menentukan Momen Leleh (M_y)**

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} + \frac{M_{AD}}{S_n} \quad (3-34)$$

$$M_{AD} = S_n \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right) \quad (3-35)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (3-36)$$

Dimana :

S_{NC} = Modulus penampang tidak komposit

S_{ST} = Modulus penampang *short term*

S_{LT} = Modulus penampang *long term*

M_{D1} = Momen beban permanen pada bagian baja

M_{D2} = Momen beban permanen tambahan pada *long term section*

M_{AD} = Momen beban hidup tambahan untuk menghasikan leleh pada sayap baja

➤ **Menghitung Momen Nominal (M_n)**

Berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012 pasal 6.10.7.1.2 momen nominal dipilih yang terkecil dari kedua rumus berikut :

$$M_n = 1.3 R_h M_y \quad (3-37)$$

dimana:

R_h = Faktor hybrid

M_y = Momen leleh

Jika $D_p < 0.1 D_t$ maka

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (3-38)$$

dimana :

M_n = Momen nominal

M_p = Momen plastis

D_p = Jarak dari bagian atas slab beton ke garis netral

D_t = tinggi bagian komposit

$$\text{Kontrol} \dots \mu < M_n \quad (3-39)$$

3.6.3 Persyaratan Gelagar Komposit dalam menerima Geser

Gaya geser ultimit dalam struktur gelagar komposit didukung oleh pelat badan. Nilai kuat geser nominal pelat badan (web) dipengaruhi oleh adanya pengaku vertical. Apabila pelat badan diberi pengaku dengan jarak antar pengaku yang relative kecil, maka kuat geser pelat badan hanya diperoleh dari kuat geser murni dan kuat geser setelah mengalami tekuk. Namun apabila jarak antar pengaku cukup lebar atau tanpa pengaku vertical maka kuat geser hanya diperoleh dari kuat geser murni saja.

Kekuatan pelat badan dalam menahan gaya geser ditentukan oleh keadaan leleh pelat badan dan tekuk lokal pada pelat badan. Tekuk pada pelat badan harus memenuhi persyaratan:

$$V_u \leq V_n$$

- **Menentukan koefisien shear buckling pada pengaku badan**

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad (3-40)$$

dimana :

k = koefisien shear buckling

d_o = jarak pengaku/transverse stiffeners

D = panjang web

- **Menentukan rasio tahanan geser tekuk dan kekuatan geser leleh**

Dalam menentukan gaya geser nominal yang terjadi pada pelat badan berdasarkan ASHTO LRFD 2012 Bridge pasal 6.0.9.3.2 dihitung perbandingan/rasio tahanan tekuk geser dan kekuatan geser leleh, menggunakan persamaan berikut :

$$\text{Jika } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{maka } C = 1 \quad (3-41)$$

$$\text{Jika } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{tw} \leq 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ maka } C = \frac{1.12}{\frac{D}{tw}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (3-42)$$

$$\text{Jika } \frac{D}{tw} \geq 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ maka } C = \left(\frac{D}{tw} \right)^2 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (3-43)$$

dimana :

D = panjang web

tw = tebal web

E = Modulus elastisitas

K = koefisien tekuk geser

Fyw = tegangan leleh web

C = rasio tahanan geser tekuk dan kekuatan geser leleh

➤ **Menentukan gaya geser plastis berdasarkan ASHTO LRFD Bridge pasal 6.10.9.3.2-3**

$$V_p = 0.58 F_{yw} D \quad (3-44)$$

dimana :

Fyw = tegangan leleh web

D = panjang web

tw = tebal web

➤ **Menentukan gaya geser nominal berdasarkan ASHTO LRFD Bridge pasal 6.10.9.3.2-3**

$$V_n = V_p \left(C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{D} \right)^2}} \right) \quad (3-45)$$

Dimana :

Vn = gaya geser nominal di web

Vp = gaya geser plastis

- C = rasio tahanan geser tekuk dan kekuatan geser leleh
 do = jarak pengaku melintang
 D = panjang web

$$\text{Kontrol} = V_u < \Phi V_n \quad (3-46)$$

3.6.4 Transverse Stiffeners

➤ Menentukan lebar stifener

$$b_t \geq 2 + \frac{D}{30} \quad (3-47)$$

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (3-48)$$

dimana :

- b_f = lebar sayap
 t_p = tebal stiffeners
 D = tinggi baja

➤ Momen Inersia

$$I_t = t_p \frac{b_t^3}{3} \quad (3-49)$$

dimana :

- t_p = tebal stiffeners
 b_t = lebar stiffeners
 I_t = Momen inersia

Berdasarkan ASHTO LRFD 2012 Bridge pasal 6.10.11.1.3 momen inersia dari transverse stiffeners harus lebih kecil dari persamaan berikut :

$$I_t \geq I_{t1}$$

$$\frac{I_t}{F_{crs}} \geq \frac{I_{t2}}{F_{ys}}$$

Dimana :

$$I_{t1} = b \cdot t_w^3 J \quad (3-50)$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (3-51)$$

$$\begin{aligned} J &= \text{kekakuan stiffener} \\ &= \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D} \right)^2} - 2 \geq 0.5 \end{aligned} \quad (3-52)$$

$$\begin{aligned} F_{crs} &= \text{tegangan lokal buckling stiffeners} \\ &= \frac{0.31E}{\left(\frac{b t}{t p} \right)^2} \end{aligned} \quad (3-53)$$

F_{ys} = spesifikasi minimum tegangan leleh stiffener

➤ **Menghitung kekuatan shear buckling (V_{cr})**

$$V_{cr} = C V_p \quad (3-54)$$

dimana :

C = rasio tekuk geser terhadap

$$\begin{aligned} V_p &= \text{gaya geser plastis} \\ &= 0.58 F_y w D t_w \end{aligned} \quad (3-55)$$

3.6.5 Perencanaan Sambungan

➤ Perencanaan Baut

a. Kekuatan geser nominal baut (V_f)

$$V_f = 0.62 f_{uf} k_r (n_n A_c + n_x A_o)$$

dimana :

V_f = kekuatan geser nominal baut

K_r = faktor reduksi, untuk memperhitungkan panjang sambungan lebih L_j yang dibaut dapat dilihat pada Tabel 12, untuk semua sambungan lain, $k = 1,0$

- n_n = jumlah bidang geser melalui bagian baut
 A_e = luas diameter lebih kecil pada baut, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm)
 n_x = jumlah bidang geser melalui bagian baut
 A_o = luas batang polos nominal pada baut, dinyatakan dalam milimeter per segi, (mm²)
 A_s = luas tegangan tarik baut
 f_{uf} = kekuatan tarik minimum baut, dinyatakan dalam Mega Pascal, (Mpa).

Tabel 3. 12 Faktor Reduksi untuk sambunganyang dibaut

Panjang	Faktor Reduksi, Kr
$L_j < 300$	1,0
$300 < L_j < 1300$	$1,075 - L_j/4000$
$L_j > 1300$	0,75

- b. Kekuatan tarik nominal baut (Ntf)

$$N_{tf} = A_s f_{uf}$$

dimana :

N_{tf} = kekuatan tarik nominal baut

A_s = luas tegangan tarik baut

f_{uf} = kekuatan tarik minimum baut, dinyatakan dalam Mega Pascal, (Mpa).

- c. Kekuatan geser nominal baut dalam sambungan gesek

$$V_{sf} = \mu n_{ei} N_{ti} k_h$$

dimana :

μ = faktor gelincir

n_{ei} = jumlah permukaan antara efektif

n_{ti} = tarikan baut minimum, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa)

k_h = faktor untuk berbagai jenis baut, seperti yang dijelaskan pada pasal 11.6-5, yaitu
 = 1,00 untuk lubang standar
 = 0,85 untuk lubang sela pendek dan kebesaran
 = 0,70 untuk lubang sela panjang

- Kekuatan Pelat

Kekuatan tumpuan nominal pelat lapis (V_b)

$$V_b = 3.2 d_f t_p f_{up}$$

$$V_b = a_e t_p f_{up}$$

dimana :

d_f = diameter baut, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

t_p = tebal pelat lapis, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

f_{up} = kekuatan tarik pelat lapis, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa)

a_e = jarak minimum dari ujung lubang ke ujung pelat lapis diukur dalam arah komponen gaya ditambah setengah diameter baut, dinyatakan dalam milimeter, (mm)

3.7 Desain Struktur Bawah

Untuk desain struktur bawah terdiri dari 2 bagian yaitu pilar dan pondasi.

3.7.1 Perencanaan Pilar

Berdasarkan RSNI T-12-2004, pilar yang direncanakan harus dapat menahan beban mati, beban pelaksanaan, beban hidup akibat lalu lintas, beban angin pada struktur atas, gaya-gaya akibat aliran air, pengaruh suhu dan susut, tekanan lateral tanah, dan tekanan air, gerusan, tumbukkan serta beban gempa bumi.

3.7.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi yang akan digunakan adalah pondasi bore pile. Dimana terdapat 2 tipe borepile yaitu tiang borepile atas sampai kedalaman 2 meter dibawah pile cap dan tipe borepile bawah sampai kedalaman akhir sesuai perhitungan kedalaman tiang borepile. Borepile segmen atas memiliki jumlah tulangan lebih banyak karena mengalami momen yang sangat besar.

3.8 Analisa Struktur Bawah

3.8.1 Analisa Struktur Pilar

➤ Perhitungan Gaya Prategang Awal

Dalam tugas akhir menggunakan tegangan ijin bahan untuk beton prategang yang telah ditentukan dalam RSNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2 sebagai berikut :

a) Pada saat transfer

- Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer (f_{ci}'), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$f_{ci}' = 65\% \times f_c' \quad (3-79)$$

- Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\sigma_{tekan} = 0,6 \times f_{ci}' \quad (3-80)$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada setiap sambungan antara segmen- segmen selama pelaksanaan.

$$\sigma_{tarik} = 0 \text{ MPa}$$

b) Pada saat service

- Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut:

$$\Sigma_{tekan} = 0,45 \times f_{ci} \quad (3-81)$$

- Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada kondisi batas layan.

$$\sigma_{tarik} = 0 \text{ Mpa} \quad (3-81)$$

➤ **Kehilangan Gaya Prategang**

Tegangan pada tendon beton prategang berkurang secara kontinyu seiring dengan waktu. Total pengurangan tegangan ini disebut kehilangan prategang total. Kehilangan prategang total ini adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang. Menurut Raju (1993), kehilangan gaya prategang dapat digolongkan menjadi 2, yaitu kehilangan

langsung (*immediate*) dan kehilangan yang bergantung dengan waktu (*time depending lost*).

A. Kehilangan Gaya Prategang Langsung

Kehilangan gaya prategang langsung dapat diakibatkan oleh beberapa hal, antara lain:

1. Perpendekan Elastik Beton (ES)

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang juga akan ikut memendek, sehingga akan menimbulkan kehilangan prategang. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton dapat dihitung dengan rumus :

$$ES = K_{ES} \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \quad (3-82)$$

$$f_{cir} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e^2}{I} + \frac{M_G \cdot e^2}{I} \quad (3-83)$$

Dimana :

ES : kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton (MPa)

Kes : koefisien elastis 0,5 (pascatarik)

Es : modulus elastis baja (MPa)

Eci : modulus elastis beton saat transfer gaya prategang (MPa)

f_{cir} : tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya

prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

2. Friksi/ Gesekan (FR)

Besarnya kehilangan gaya prategang akibat friksi/ gesekan merupakan fungsi dari formasi tendon atau yang disebut *curvature effect* dan simpangan lokal di dalam *alignment* disebut *wobble effect*.

$$\Delta f_{pf} = (\emptyset \cdot \alpha + k \cdot L) \quad (3-84)$$

Dimana,

Δf_{pf} : kehilangan tegangan akibat gesekan kabel

- f_{pi} : tegangan awal tendon
 L : panjang kabel yang diukur dari ujung kabel ke lokasi x
 K : *wobble effect*
 \emptyset : koefisien gesek kabel dan material
 A : sudut kabel (radian)

3. Pergeseran Angkur (ANC)

Menurut Lin dan Burns (2000), kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paska-tarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur saat pendongkrak disalurkan ke angkur. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan.

$$\Delta F_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \cdot E_s \quad (3-85)$$

Dimana,

ΔA : deformasi pengangkuran/ slip

E_s : modulus elastik kabel

L : panjang tendon

B. Kehilangan Gaya Prategang Tidak Langsung

Kehilangan gaya prategang yang bergantung dengan waktu antara lain :

1. Rangkak pada beton (CR)

Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak dan kehilangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapati persamaan :

$$CR = K_{CR} \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cir} - f_{c ds}) \quad (3-86)$$

dimana:

CR : kehilangan prategang akibat rangkak (MPa)

K_{cr} : koefisien elastis 1,6 (pascatarik); 2,0 (pratarik)

- E_s : modulus elastisitas baja (MPa)
 E_c : modulus elastisitas beton saat transfer gaya prategang (MPa)
 f_{cir} : tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)
 f_{cds} : tegangan beton pada c.g.s akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang (MPa)

2. Susut pada beton (SH)

Kehilangan gaya prategang akibat susut beton harus diperhitungkan yang besarnya dari waktu. Kehilangan akibat susut beton pada tendon dapat dihitung dengan rumus:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} KSH E_s \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (3-87)$$

dimana:

- SH : kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)
 KSH : koefisien susut, dari Tabel 2.1
 E_s : modulus elastisitas baja (MPa)
 V : luas penampang box (cm²)
 S : keliling penampang box (cm)
 RH : kelembaban relative

Tabel 3. 13 Nilai Koefisien Susut, KSH

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai penerapan prategang (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

3. Relaksasi tendon prategang (RE)

Relaksasi pada tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja dapat dihitung dengan rumus :

$$RE = [Kre - J (SH + CR + ES)] \times C \quad (3-88)$$

Dimana,

RE : kehilangan prategang akibat relaksasi baja (MPa)

Kre : didapat dari Tabel 2.2.

J : didapat dari Tabel 2.2.

SH : kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)

CR : kehilangan prategang akibat rangkai (MPa)

ES : kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton (MPa)

C : didapat dari Tabel 2.2.

Tabel 3. 14 Nilai Koefisien Susut, KSH

Tipe tendon	K _{re}	J
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat stress-relieved derajat 1720 MPa	128	0,14
kawat stress-relieved derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang stress-relieved derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05


3.8.2 Analisa Struktur Pondasi

Perencanaan pondasi tiang pancang dilakukan berdasarkan hasil SPT. Lingkupan dalam perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

➤ **Perhitungan Daya dukung tiang pondasi berdasarkan hasil SPT**

Data tanah pada ruas jalan tol Jakarta cikampek adalah sebagai berikut :

Tabel 3. 15 Data tanah



Jasa Marga
Jalanlayang Cikampek

JASA MARGA
JALAN LAYANG CIKAMPEK

CONSULTANT :

PT. VIRAMA KARYA PERSERO

CONTRACTOR :

WASKITA KARYA PERSERO

ACSET

ACSET JOINT OPERATION

BORING PROFILE

DATE START : January 5, 2017

BOR HOLE : Ramp A P6

COORDINAT X : 716659.184

COORDINAT Y : 9308103.084

DATE FINISH : January 7, 2017

ELEVATION :

GWL : 5.7 M

DEPTH (M)	THICK-NESS (M)	BOR LOG	SPT N N ₁ + N ₂	SPT N	DESCRIPTION	SIRATA	DEPTH OF SPT	REMARK
0.00								
0.50								
1.0	1-1.45	△						
1.5								
2.0	2.0-2.45	△	5/UDS		Lantau ketumpungan Lumayan padat merah kecoklatan		3 15 2 15 3 15	
2.5								
3.0	3.0-3.45	△						
3.5								
4.0	4.0-4.45	△	6/UDS		Lantau ketumpungan Lumayan padat merah kecoklatan		3 15 3 15 3 15	
4.5								
5.0	5.0-5.45	△						
5.5								
6.0	6.0-6.45	△	4/UDS		Lantau ketumpungan lunak merah kecoklatan		1 15 2 15 2 15	
6.5								
7.0	7.0-7.45	△						
7.5								
8.0	8.0-8.45	△	13		Lantau ketumpungan padat merah abu-abu		3 15 3 15 6 15	
8.5								
9.0	9.0-9.45	△						
9.5								
10.0	10.0-10.45	△	17		Lantau sangat padat coklat abu-abu		5 15 7 15 10 15	
10.5								
11.0	11.0-11.45	△						
11.5								
12.0	12.0-12.45	△	16		Lantau sangat padat coklat		9 15 7 15 9 15	
12.5								
13.0	13.0-13.45	△						
13.5								
14.0	14.0-14.45	△	60		Lantau sangat keras kuning hitam		20 15 30 15 30 15	
14.5								
15.0	15.0-15.45	△						
15.5								
16.0	16.0-16.45	△	60		Pasir Gravel sangat keras hitam		19 15 27 15 33 15	
16.5								
17.0	17.0-17.45	△						

Jasa Marga JASA MARGA Jalanlayang Cikampek JALAN LAYANG CIKAMPEK																																																
CONSULTANT : PT. VIRAMA KARYA PERSERO			CONTRACTOR : WASKITA WASKITA KARYA PERSERO			 ACSET JOINT OPERATION																																										
BORING PROFILE																																																
DATE START : January 5, 2017					DATE FINISH : January 7, 2017																																											
BOR HOLE : Ramp A. P6					ELEVATION :																																											
COORDINAT X : 716659.184					GWL : 5.7 M																																											
COORDINAT Y : 9308103.084																																																
DEPTH (M)	THICK- NESS (M)	BOR LOG	SPT N N ₁ + N ₂	SPT N	DESCRIPTION	SIRATA	DEPTH OF SPT				REMARK																																					
17.5				17	Lanau sangat keras coklat kekuningan		17	15	25	15	25																																					
18.0	18.0-18.45	△	60	18																																												
18.5																																																
19.0	19.0-19.45	△		19																																												
19.5																																																
20.0	20.0-20.45	△	60	20	Lanau sangat keras abu-abu		17	15	25	15	25																																					
20.5																																																
21.0	21.0-21.45	△		21																																												
21.5																																																
22.0	22.0-22.45	△	60	22	Pasir kelanauan sangat keras hitam		18	15	25	15	25																																					
22.5																																																
23.0	23.0-23.45	△		23																																												
23.5																																																
24.0	24.0-24.45	△		24																																												
24.5																																																
25.0	25.0-25.45	△		25																																												
25.5																																																
26.0	26.0-26.45	△		26																																												
26.5																																																
27.0	27.0-27.45	△		27																																												
27.5																																																
28.0	28.0-28.45	△		28																																												
28.5																																																
29.0	29.0-29.45	△		29																																												
29.5																																																
30.0		△		30																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="3">APPROVED BY:</th> <th colspan="3">CHECKED BY:</th> <th colspan="3">PREPARED AND TESTED BY:</th> </tr> <tr> <th colspan="3">OWNER</th> <th colspan="3">CONSULTANT</th> <th colspan="3">CONTRACTOR</th> </tr> <tr> <td>DATE</td> <td>SIGN</td> <td></td> <td>DATE</td> <td>SIGN</td> <td></td> <td>DATE</td> <td>SIGN</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3">NAME</td> <td colspan="3">NAME</td> <td colspan="3">NAME</td> </tr> </table>													APPROVED BY:			CHECKED BY:			PREPARED AND TESTED BY:			OWNER			CONSULTANT			CONTRACTOR			DATE	SIGN		DATE	SIGN		DATE	SIGN		NAME			NAME			NAME		
APPROVED BY:			CHECKED BY:			PREPARED AND TESTED BY:																																										
OWNER			CONSULTANT			CONTRACTOR																																										
DATE	SIGN		DATE	SIGN		DATE	SIGN																																									
NAME			NAME			NAME																																										

Perhitungan daya dukung berdasarkan hasil SPT dengan metoda Luciano Decourt (1996):

➤ Harga N koreksi :

Perhitungan daya dukung pondasi dilakukan berdasarkan hasil penyelidikan tanah berupa nilai N-SPT yang telah dilakukan di lapangan. Secara teoritis, kapasitas daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji SPT dapat dihitung berdasarkan perumusan metode dari Luciano Decourt (1982). Di mana nilai N-SPT untuk lapisan tanah di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N'. Di mana besaran N' menurut TERZAGHI & PECK adalah sebagai berikut :

$$N' = 15 + 0.5 (N - 15) \quad (3-70)$$

Dimana :

N = Nilai N-SPT di lapangan

N' = Nilai N-SPT terkoreksi untuk lapisan tanah di bawah permukaan air tanah.

➤ Metode Lucioano Decourt (1996) :

Menurut Luciano Decourt, daya dukung pondasi dalam dirumuskan sebagai

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3-71)$$

$$Q_{all} = Q_L / SF \quad (3-72)$$

dimana

Q_{all} = Daya dukung ijin tiang

SF = Angka keamanan, untuk perencanaan diambil sebesar 3

Q_L = Daya dukung ultimate dari suatu pondasi dalam.

Q_P = Daya dukung pondasi berdasarkan kapasitas ujung dasar tiang.

Q_S = Daya dukung pondasi berdasarkan kapasitas gesekan dinding/selimut tiang.

$$Q_P = \alpha \times q_p \times A_P \quad (3-73)$$

$$Q_P = \alpha \times (\bar{N}_P \times K) \times A_P \quad (3-74)$$

Dimana:

\check{N}_P = Rata-rata nilai N-SPT sepanjang $4 \times B$ di atas dan $4 \times B$ I bawah ujung

$$\text{dasar tiang} = \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

B = Diameter Tiang Rencana

K = Koefisien karakteristik tanah.

= 12 t/m^2 untuk lempung.

= 20 t/m^2 untuk lanau berlempung.

= 25 t/m^2 untuk lanau berpasir.

= 40 t/m^2 untuk pasir.

A_P = Luasan pada ujung dasar tiang

q_P = kekuatan pada ujung dasar tiang.

α = Koefisien Dasar Tiang

= 1.00 (Untuk Tiang Pancang / Driven Pile)

= 0.85 (Untuk Bore Pile pada Tanah Lempung Lunak)

= 0.6 (Untuk Bore Pile pada Tanah Kepadatan Sedang)

= 0.5 (Untuk Bore Pile pada Tanah Berpasir)

$$Q_s = \beta \times q_s \times A_s \quad (3-75)$$

$$Q_s = \beta \times (\check{N}_s/3 + 1) \times A_s \quad (3-76)$$

Di mana :

q_s = Kekuatan berdasarkan gesekan lateral (t/m^2)

\check{N}_s = Rata-rata nilai N-SPT (Sepanjang tiang tertanam), Dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$

A_s = Luas selimut tiang tertanam

= Keliling tiang x Panjang Tiang Tertanam

β = Koefisien Shaft

= 1.00 (Untuk Tiang Pancang)

= 0.8 (Untuk Bore Pile pada Tanah Lempung Lunak)

= 0.65 (Untuk Bore Pile pada Tanah Kepadatan Sedang)

= 0.5 (Untuk Bore Pile pada Tanah Berpasir)

Tabel 3. 16 Koefisien Shaft (Decourt & Quaresma, 1978 & Decourt et al, 1996)

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sand	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

➤ Perhitungan Konstanta Pegas Lateral Tanah

Untuk melaksanakan sebuah pemodelan lengkap dari struktur bawah, maka konstanta pegas lateral harus diaplikasikan pada elemen tiang pondasi. Dengan kata lain, konstanta pegas lateral dari lapisan tanah atau modulus tanah dasar diperlukan untuk memodelkan daya dukung dinamis lateral dari tanah terhadap permukaan tiang pancang. Kekakuan dari konstanta pegas lapisan tanah sangat diperlukan untuk mengevaluasi struktur khususnya pada zona gempa. Sebagaimana diketahui, pada proyek ini penelitian tanah yang dilakukan adalah pengujian SPT. Di mana dari nilai “N” – SPT tersebut dapat digunakan untuk menghitung modulus tarik – tekan dari tanah, E_s , yang kemudian dapat ditransformasikan menjadi modulu lateral dari reaksi tanah dasar.

Menurut Glick (1948), penurunan dari modulus tekan – tarik dari tanah, E_s , menjadi modulus lateral dari reaksi tanah dasar, adalah sebagai berikut:

$$k_s' = \frac{22.4 E_s (1 - \mu)}{(1 + \mu)(3 - 4\mu) [2 \ln(2L_p/B) = 0,433]} \text{ (N/m}^2\text{)}$$

(3-77)

$$k_s = \frac{k_s'}{B} \text{ (N/m)} \quad (3-78)$$

Di mana:

E_s	= modulus tarik - tekan (kPa, N/m ²)
μ	= poisson's ratio
L_p	= panjang segmen tiang pancang per konstanta pegas, m
B	= lebar pancang, m

Menurut Bowles (1977) untuk lapisan tanah maupun batu, Poisson ratio adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 17 Tabel Poison Ratio Berdasarkan Bowles (1977)

Tipe Tanah	μ
Pasir Halus	0.25
Pasir Kasar	0.35
Pasir Padat	0.2 – 0.4
Lanau	0.3 – 0.35
Lempung Kelanauan	0.2 – 0.3
Lempung Tidak Jenuh	0.1 – 0.3
Lempung Jenuh	0.4 – 0.5
Batu Padat	0.1 – 0.4
Batu Lepas	0.1 – 0.3

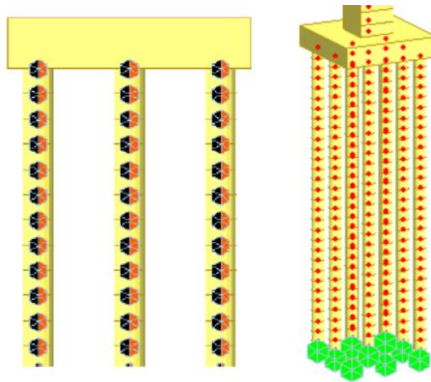
Sehingga, nilai perkiraan dari modulus tekan – tarik, E_s , dapat diturunkan dari hasil penyelidikan tanah dari nilai $N - SPT$ menurut Bowles (1996). Hubungan empiris yang dapat digunakan berdasarkan pertimbangan jenis tanah adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 18 Hubungan Empiris Berdasarkan Tipe Tanah

Tipe Tanah	E_s (kPa)
Pasir (Konsolidasi Normal)	500 (N + 15)
Pasir (Jenuh)	250 (N + 15)
Pasir berbatu	1200 (N + 6)
Pasir kelepungan	320 (N + 15)
Lanau, Lanau kepasiran, Lanau kelepungan	300 (N + 6)

➤ **Permodelan Struktur Pondasi**

Setelah dilakukan perhitungan spring yang bekerja pada pondasi tiang pancang. Selanjutnya dalam pemodelan struktur nantinya, elemen tiang pancang akan diberikan perletakan pegas horizontal setiap interval 2 (dua) meter hingga **kedalaman rencana tiang berdasarkan titik penentuan daya dukung. Adapun untuk ujung-ujung paling dasar tiang pancang dimodelkan dengan pegas arah vertikal.**



Gambar 3. 12 Permodelan Spring Pada Struktur Pancang Dengan Software Midas

➤ **Evaluasi Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang**

a. *Kontrol Daya Dukung Satu Tiang*

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y X}{\sum X^2} + \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \quad (3-79)$$

dimana :

- V = beban vertikal dari kolom
- n = banyaknya tiang dalam 1 group
- M_x = momen terhadap sumbu x
- M_y = momen terhadap sumbu y
- X_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 ΣX^2 = jumlah dari kwadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 ΣY^2 = jumlah dari kwadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group.

Kontrol : $P_{max} \text{ tekan} \leq P_{ijin} \text{ tekan}$

b. *Kontrol Daya Dukung Grup Tiang*

$$Eff. group = 1 - \theta \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \quad (3-80)$$

Dimana:

m = jumlah tiang pancang arah melintang pile cap

n = jumlah tiang pancang arah memanjang pile cap

$$\theta = \arctan\left(\frac{D}{St}\right)$$

D = diameter tiang pancang

St = spasi tiang pancang

$Q \text{ izin group} = Eff. Group \times \text{jumlah tiang} \times Q \text{ izin tekan}$

Kontrol : $Q_{izin} \text{ tekan max} \leq Q \text{ izin group}$

➤ **Evaluasi Kapasitas Material Borepile**

Borepile yang digunakan terdapat 2 jenis tipe yaitu segmen atas pada kedalaman sampai -2 meter dibawah bottom pile cap dan segmen bawah yang dipakai sampai kedalaman yang direncanakan. Untuk spesifikasi yang digunakan maka diperlukan software bantu PCA column untuk kontrol terhadap lentur. Dan tulangan geser nya

dihitung berdasarkan SNI T12 – 2004 dan RSNI 2833 201X.

$$\begin{array}{ll} \text{Kontrol : } P_{\max} & \leq P_{\text{allow}} \\ \text{Multimate max} & \leq M_n \text{ hasil dari PCa} \\ & \text{column} \end{array}$$

3.9 Penggambaran hasil rencana

Penggambaran hasil rencana dilakukan setelah perhitungan struktur telah selesai dan hasil analisa struktur telah dikontrol sesuai peraturan yang ada. Gambar struktur dapat berupa:

1. Gambar tampak, denah, potongan dan detail dari struktur bangunan atas.
2. Gambar tampak, denah, potongan dan detail dari struktur bangunan bawah.

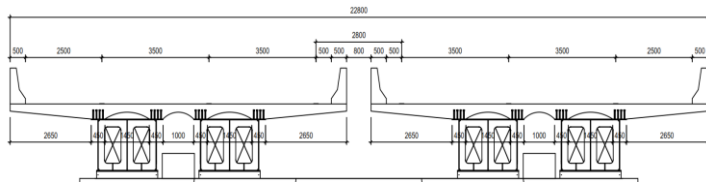
BAB IV

PERHITUNGAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Prelimienarry Design

4.1.1 Preliminary design pelat lantai

- Konfigurasi pelat lantai pada jembatan box girder
Pelat lantai pada jembatan ini bersifat komposit dengan top flange dari box girder yang dihubungkan dengan shear connector.



Gambar 3. 13 Konfigurasi Pelat Lantai Pada Jembatan Box Girder

- Tebal pelat lantai
Berdasarkan SNI T-12-2004 tebal minimum pelat lantai kendaraan pada jembatan harus memenuhi 2 ketentuan :
$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad (3-1)$$
$$ts \geq (100 + 40.1) \text{ mm} \quad (3-2)$$
$$ts \geq (100 + 40.2 \text{ m}) \text{ mm}$$
$$\geq 180 \text{ mm}$$

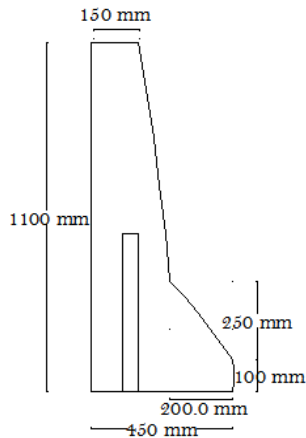
dimana :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan
(dalam meter)

Sehingga pelat lantai dipakai setebal = 200 mm

4.1.2 Preliminary design parapet

Pada Tugas Akhir Terapan ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan ini merupakan bagian dari Jalan Tol Jakarta – Cikampek sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.



Gambar 4. 1 Preliminary Desain Parapet

Dimensi parapet yang direncanakan seperti berikut :

$$h = 1,1 \text{ m}$$

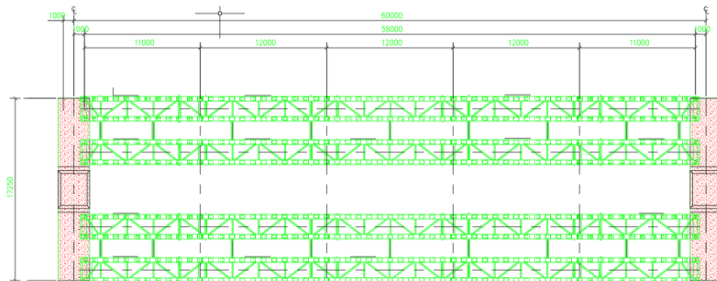
$$b_1 = 0,45 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,15 \text{ m}$$

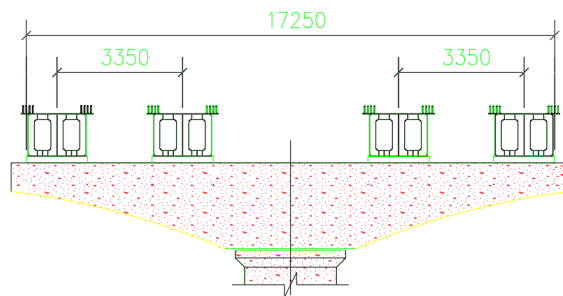
4.1.3 Preliminary design box girder baja

- Konfigurasi box girder baja

Susunan box girder baja terdiri dari 4 box baja, dimana pada satu jalur terdapat 2 box baja yang terhubung dengan stiffner. Susunan ini lebih menguntungkan karena struktur menjadi lebih kaku. Bentang yang panjang nya 60 meter



Gambar 3. 14 Rencana Denah Susunan Girder Box Baja



**Gambar 3. 15 Potongan Melintang Dari Elevated Bridge
Jakarta Cikampek**

- Penentuan tinggi box girder baja berdasarkan AASHTO LRFD 2012.

$$D = 0,027 L \quad (3-3)$$

dimana : L = bentang terpanjang dari jembatan

- Penentuan dimensi Gelagar Box Girder berdasarkan AASHTO LRFD 2012.

Untuk Web :

$$\text{Ketebalan web maksimal } \frac{D}{tw} < 150 \quad (3-4)$$

dimana : D = tinggi web
 tw = tebal web

Untuk Flange :

Lebar flange harus memenuhi :

$$bf \geq \frac{D}{6} \quad (3-5)$$

$$bf \geq \frac{2350}{6}$$

$$450 \geq 391.67 \quad \text{.....(OK)}$$

$$\frac{bf}{2tf} < 12$$

$$\frac{450}{2.21} < 12$$

$$10,714 < 12 \quad \text{.....(OK)}$$

dimana : L = panjang bentang terpanjang

Tebal flange minimum yang digunakan

$$tf \geq 1,1tw \quad (3-6)$$

$$21 \geq 1,1 \cdot 20$$

$$21 \geq 21 \quad \text{.....(OK)}$$

dimana : tw = tebal web

- Penentuan ukuran dari jarak antar *flange* (ASHTO LRFD Bridge Design pasal C.6.11.2.3)

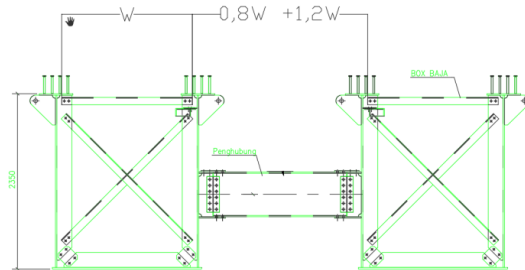
$$a = 0.8w \text{ sampai } 1.2w$$

$$= (0.8 \cdot 1800) \text{ sampai } (1.2 \cdot 1800)$$

$$= 1520 \text{ mm sampai } 2280 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan jarak sebesar 1450 mm

dimana : w = lebar box girder



Gambar 3. 16 Ukuran Rencana Dari Jarak Antar Flange Box Baja

4.2 Desain struktur sekunder

4.2.1 Perencanaan Parapet

4.2.1.1 Analisa Pembebanan Parapet

Pada perencanaan Parapet pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri parapet) dan beban hidup parapet

➤ Beban Mati

Volume parapet per meter

$$V_1 = 0,15 \times 1,1 \times 1 \\ = 0,165 \text{ m}^3$$

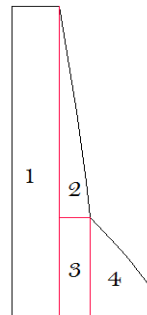
$$V_2 = (0,1 \times 0,75) / 2 \times 1 \\ = 0,0375 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 0,35 \times 0,1 \times 1 \\ = 0,035 \text{ m}^3$$

$$V_4 = (0,35 + 0,1) / 2 \times 0,2 \times 1 \\ = 0,045 \text{ m}^3$$

$$\text{Total luas parapet} = 0,165 + 0,0375 + 0,035 + 0,045 \\ = 0,283 \text{ m}^2$$

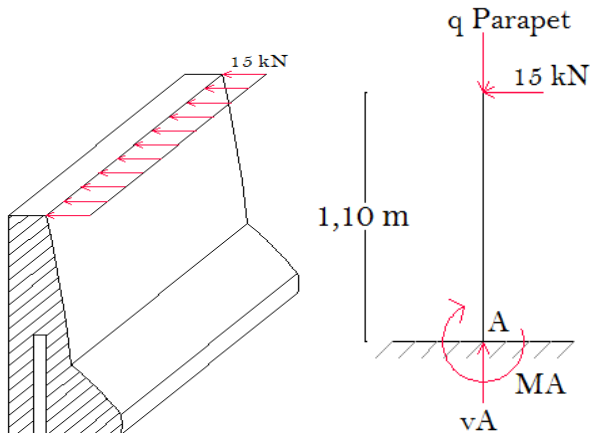
$$\begin{aligned} \text{Beban mati parapet} &= \text{Volume} \times \text{Berat jenis} \times \text{KuMS} \\ &= 0,283 \times 25 \times 1,3 \\ &= 9,1975 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



➤ Beban Hidup

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb), sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaanya adalah memakai beban hidup kerb, yaitu sebesar 15 kN/m.

4.2.1.2 Perhitungan Momen



Gambar 4. 2 Momen pada parapet

$$\begin{aligned} MA &= 15 \times H \\ &= 15 \times 1,1 \\ &= 16,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= MA \times Ku_{TP} \\ &= 16,5 \times 1,8 \\ &= 29,7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.2.1.3 Perhitungan Penulangan Parapet

Mutu beton,	f_c'	= 30 MPa
Mutu baja tulangan, polos	f_y	= 240 MPa
Ulir	f_y	= 400 MPa
Selimut beton,	d'	= 30 mm
Tebal efektif,	d	= 120 mm
Lebar yang ditinjau,	b	= 1000 mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	= 0.9
Diameter tulangan lentur,	D	= 13 mm
Diameter tulangan bagi,	\emptyset	= 13 mm

- Penulangan lentur

$$M_u = 29.7 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{29,7 \text{ kNm}}{1000 \cdot 120^2} \\
 &= 2,292 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{240}{0.85 \cdot 30} \\
 &= 9,412
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,412} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,412 \cdot 2,292}{0.85 \cdot 30}} \right)$$

$$= 0.0113$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0100$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0100 \cdot 1000 \cdot 120$$

$$= 1203 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{1203}$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{100}$$

$$= 1327$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{1327 \cdot 240}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}$$

$$= 12.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1}$$

$$= \frac{12.5}{0.85}$$

$$= 17.7 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 0.9 \cdot 1327 \cdot 240 \left(100 - \frac{12.5}{2}\right)$$

$$= 32.62 \text{ kNm}$$

$$M_u = 29.7 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\phi M_n > M_u$$

$$32,62 \text{ kNm} > 29.7 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

Sehingga digunakan tulangan utama pada parapet D13 - 100

- **Tulangan bagi**

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1203 \\ &= 601.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi Ø13

Jarak tulangan yang diperlukan

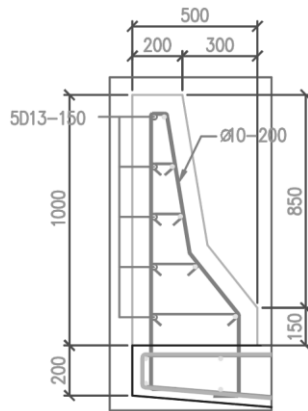
$$S_{\text{perlu}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_s \text{ tulangan bagi}}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \cdot 1000}{601.27} \\ &= 220.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan S pasang tul. bagi = 200 mm

Maka , dipasang tulangan bagi D13 – 200.

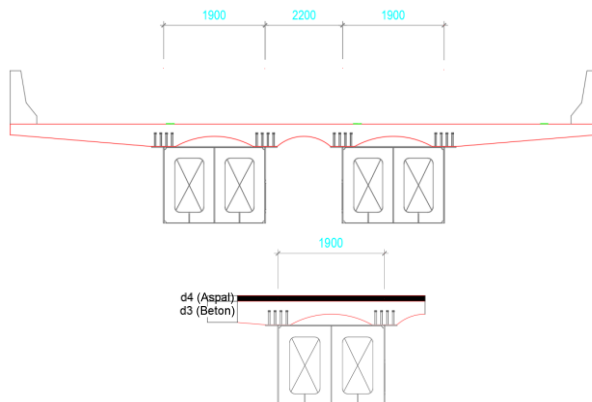
4.2.1.2 Perhitungan Momen



Gambar 4. 3 Penulangan parapet

4.2.2 Pelat lantai kendaraan

Pelat lantai kendaraan berupa struktur komposit antara beton pelat lantai dengan baja top flange dari box girder.



Gambar 4. 4 Pelat lantai kendaraan

4.2.1.1 Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan pelat lantai kendaraan direncanakan sesuai peraturan SNI 1725:2016, dengan perhitungan pembebanan sebagai berikut :

- Perhitungan beban mati Sendiri (MS)

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri pelat} &= d_{\text{beton}} \times \gamma_{\text{beton}} \times b \times \gamma_{\text{MS}}^U \\ &= 0.2 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1.3 \\ &= 6.24 \text{ KN/m}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}\text{Berat aspal} &= d_{\text{aspal}} \times \gamma_{\text{aspal}} \times b \times \gamma_{\text{MA}}^U \\ &= 0.1 \times 22 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 3.96 \text{ KN/m}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Truk (TT)

$$\begin{aligned}\text{Beban Truk} &= (1+\text{DLA}) \times T \times \gamma_{\text{TT}}^U \\ &= (1+0.3) \times 112.5 \text{ KN} \times 2 \\ &= 292.5 \text{ KN}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Lajur (TD)

$$\begin{aligned}\text{Beban Garis Terpusat (BGT)} &= P \text{ BGT} \times \gamma_{\text{TD}}^U \\ &= 49 \text{ KN/m} \times 1.8 \\ &= 98 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Terbagi Rata (BTR)} &= q \text{ BTR} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{TD}}^U \\ &= 6.75 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

4.2.1.2 Perhitungan Momen Pelat Lantai (Momen arah melintang jembatan)

- Momen akibat berat sendiri pelat

$$\begin{aligned}M_{\text{MS}} &= \frac{1}{10} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 6.24 \text{ KN/m}^3 \times (1.9 \text{ m})^2 \\ &= 2.49 \text{ KNm}\end{aligned}$$

- Momen akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned} M_{MA} &= \frac{1}{10} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 3.96 \text{ KN/m}^3 \times (1.9 \text{ m})^2 \\ &= 1.58 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen akibat beban truk

$$\begin{aligned} M_{TT} &= 0.8 \times \frac{b+0.6}{10} \times 1 \text{ m} \times P_{TT} \\ &= 0.8 \times \frac{1.9+0.6}{10} \times 1 \text{ m} \times 292.5 \text{ KN} \\ &= 60.84 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen Total = 64.92 kNm

4.2.1.3 Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

Direncanakan menggunakan tulangan utama D13

a. Tulangan lentur

$$M_u = 64.92 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{62,2}{1000 \cdot 160^2} \\ &= 2.699 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0.85 \cdot f'c}} \right) \\ &= \frac{1}{15.686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 2,699}{0.85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0.0071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{pakai}} &= 0.0071 \\ A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0071 \cdot 1000 \cdot 160 \\ &= 1144 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\text{perlu}} &= \frac{b \cdot A_{s\text{Itulangan}}}{A_{s\text{perlu}}} \\
&= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s\text{perlu}}} \\
&= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{1144} \\
&= 332 \text{ mm} \\
S_{\text{pasang}} &= 250 \text{ mm} \\
A_{s\text{pasang}} &= \frac{b \cdot A_{s\text{Itulanga}}}{S_{\text{pasang}}} \\
&= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}} \\
&= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{250} \\
&= 1521 \\
\alpha &= \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \\
&= \frac{1521 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000} \\
&= 23.9 \text{ mm} \\
c &= \frac{\alpha}{\beta_1} \\
&= \frac{23.9}{0.85} \\
&= 33.7 \text{ mm} \\
\emptyset \text{ Mn} &= \emptyset A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)
\end{aligned}$$

$$= 0,9 \cdot 1521 \cdot 400 \left(100 - \frac{23,9}{2}\right)$$

$$= 81,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu} = 64,92 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\phi M_n > M_u$$

$$81,1 \text{ kNm} > 64,2 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga digunakan tulangan utama pelat lantai D13 – 100.

b. Tulangan bagi

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 1144$$

$$= 491,8 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan bagi D13

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_s \text{ tulangan bagi}}$$

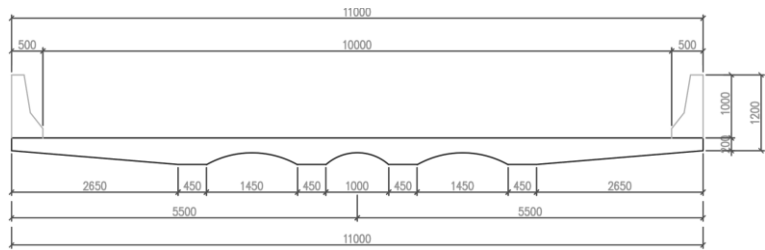
$$= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \cdot 1000}{491,8}$$

$$= 408,9 \text{ mm}$$

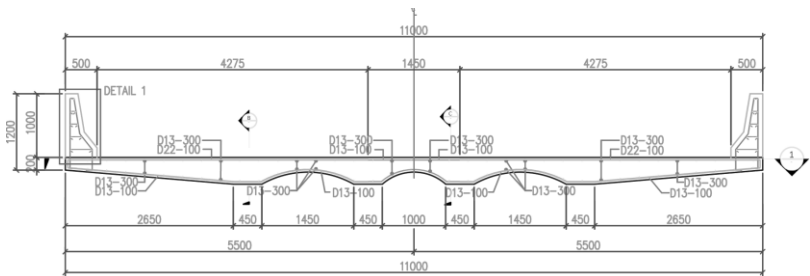
Sehingga digunakan S pasang tul. bagi = 300 mm

Maka , dipasang tulangan bagi D13 – 300.

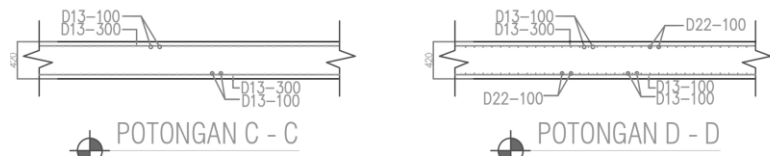
4.2.1.4 Gambar Penulangan Pelat Lantai



Gambar 4. 5 Potongan melintang pelat lantai



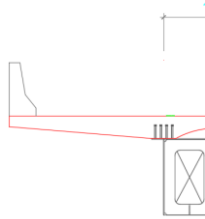
Gambar 4. 6 Detail penulangan pelat lantai



Gambar 4. 7 Detail potongan pelat lantai

4.2.2 Pelat kantilever

Pelat lantai kantilever sepanjang 2,5 m.



Gambar 4. 8 Pelat lantai kantilever

4.2.1.1 Pembebanan Pelat Kantilever

Perencanaan pelat kantilever direncanakan sesuai peraturan SNI 1725:2016, dengan perhitungan pembebanan sebagai berikut :

- Perhitungan beban mati Sendiri (MS)

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri pelat} &= d_{\text{beton}} \times \gamma_{\text{beton}} \times b \times \gamma_{\text{MS}}^{\text{U}} \\ &= 0.2 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1.3 \\ &= 6.24 \text{ KN/m}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}\text{Berat aspal} &= d_{\text{aspal}} \times \gamma_{\text{aspal}} \times b \times \gamma_{\text{MA}}^{\text{U}} \\ &= 0.1 \times 22 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 3.96 \text{ KN/m}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Truk (TT)

$$\begin{aligned}\text{Beban Truk} &= (1 + \text{DLA}) \times T \times \gamma_{\text{TT}}^{\text{U}} \\ &= (1 + 0.3) \times 112.5 \text{ KN} \times 2 \\ &= 292.5 \text{ KN}\end{aligned}$$
- Perhitungan Beban Lajur (TD)

$$\begin{aligned}\text{Beban Garis Terpusat (BGT)} &= P_{\text{BGT}} \times \gamma_{\text{TD}}^{\text{U}} \\ &= 49 \text{ KN/m} \times 1.8 \\ &= 98 \text{ KN/m} \\ \text{Beban Terbagi Rata (BTR)} &= q_{\text{BTR}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{TD}}^{\text{U}} \\ &= 6.75 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

4.2.1.2 Perhitungan Momen Pelat Kantilever (Momen arah melintang jembatan)

- Momen akibat berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} M_{MS} &= \frac{1}{2} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 6.24 \text{ KN/m}^3 \times (2.5 \text{ m})^2 \\ &= 19.5 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned} M_{MA} &= \frac{1}{2} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 3.96 \text{ KN/m}^3 \times (2.5 \text{ m})^2 \\ &= 12.37 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen akibat beban truk

$$\begin{aligned} M_{TT} &= \text{PTT} \cdot L \\ &= 292.5 \cdot 2.5 \\ &= 731.25 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen Total = 763.2 kNm

4.2.1.3 Penulangan Pelat Kantilever

Direncanakan menggunakan tulangan utama D22

a. Tulangan lentur

$$M_u = 763.13 \text{ kNm}$$

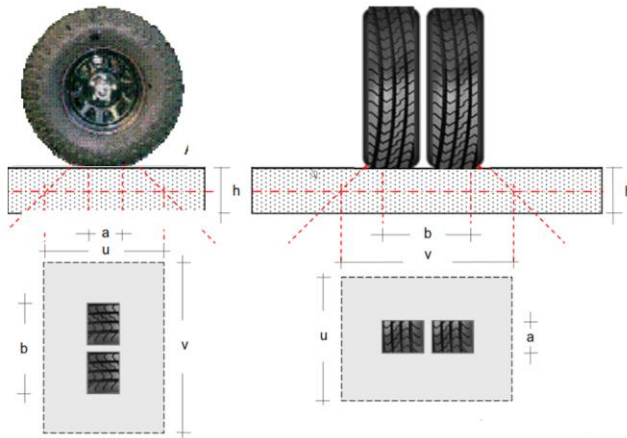
$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{763.13}{1000 \cdot 400^2} \\ &= 2.63 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0.85 \cdot f'c}} \right)$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{15.686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 2,63}{0.85 \cdot 30}} \right) \\
&= 0.007 \\
\rho_{\text{pakai}} &= 0.007 \\
A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\
&= 0,007 \cdot 1000 \cdot 400 \\
&= 5608 \\
S_{\text{perlu}} &= \frac{b \cdot A_{s\text{Itulangan}}}{A_{s\text{perlu}}} \\
&= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s\text{perlu}}} \\
&= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2}{1144} \\
&= 136 \text{ mm} \\
S_{\text{pasang}} &= 125 \text{ mm} \\
A_{s\text{pasang}} &= \frac{b \cdot A_{s\text{Itulanga}}}{S_{\text{pasang}}} \\
&= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}} \\
&= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2}{250} \\
&= 6082.2 \text{ mm} \\
\alpha &= \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \\
&= \frac{6082 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 47.7 \text{ mm} \\
 c &= \frac{\alpha}{\beta_1} \\
 &= \frac{47.7}{0.85} \\
 &= 67.46 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= 0.9 \cdot 6082.12 \cdot 400 \left(100 - \frac{23.9}{2}\right) \\
 &= 823.6 \text{ kNm} \\
 M_u &= 763.1 \text{ kNm} \\
 \text{Kontrol,} \\
 \phi M_n &> M_u \\
 823.6 \text{ kNm} &> 763.1 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK}) \\
 \text{Sehingga digunakan tulangan utama pelat lantai D22 – 125.}
 \end{aligned}$$

4.2.1.4 Geser Pons Pelat Lantai



Gambar 4. 9 Geser pons pelat lantai

Berdasarkan SNI 1725-2016 lebar dan panjang bidang kontak roda truk dengan pelat lantai adalah 750 mm dan 250 mm sehingga didapat nilai a dan b :

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

Sehingga bidang geser pons adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} u &= a + 1/2h + 1/2h \\ &= a + h \\ &= 250 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= b + 1/2h + 1/2h \\ &= b + h \\ &= 750 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \\ &= 950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= 2u + 2v \\ &= 2 \cdot 450 + 2 \cdot 950 \\ &= 2800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pons}} &= b' \cdot d \\ &= 2800 \cdot 160 \\ &= 448000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{\text{pons}} \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 448000 \\ &= 408966.2 \text{ N} \\ &= 408.96 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.75 V_c \\ &= 0.75 \cdot 408.97 \text{ kN} \\ &= 306.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = PTT = 146.25 \text{ kN}$$

$$\begin{array}{lcl} \textbf{Kontrol : } V_n & > & V_u \\ 306.73 \text{ kN} & > & 146.25 \text{ kN} \end{array}$$

4.2.3 Perencanaan Stoper

4.2.3.1 Data Perencanaan

$$F'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$L_h = 1300 \text{ mm}$$

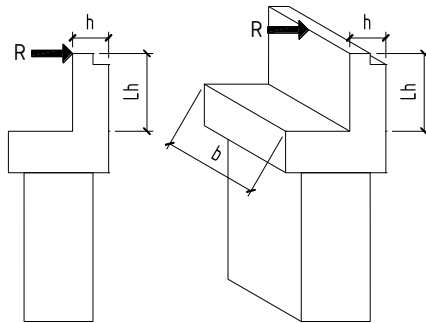
$$D \text{ Tul. Utama Balok} = 25 \text{ mm}$$

Output Beban (Unfactored Loads) :

$$V_u = 29.0375 \text{ kN}$$

$$M_u = 72.013 \text{ kN.m}$$

4.2.3.2 Pembebanan Stoper



Gambar 4. 10 Skematik pembebanan Stoper

Beban rem didapat dari 5% dari beban truk rencana ditambah beban BTR (SNI 1725 2016 pasal 8.7).

$$\begin{aligned} \text{Beban Rem} &= 5\% \times (TT + BTR) \\ &= 5\% \times ((146.25 + 25) + (33.75 \times 60\text{m})) \\ &= 110.2 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times L_h \\ &= 110.2 \text{ kN} \times 1300 \\ &= 143 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.3.3 Penulangan Stopper

$$Mu = 143 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{143}{1000 \cdot 450^2}$$

$$= 2.699$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{0.85 \cdot f'c}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.686 \cdot 2.699}{0.85 \cdot 30}} \right)$$

$$= 0.0071$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0071$$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0071 \cdot 1000 \cdot 160$$

$$= 1144$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{b \cdot A_{s \text{Itulangan}}}{A_{s \text{perlu}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s \text{perlu}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{1144}$$

$$= 332 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 250 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{pasang}} = \frac{b \cdot A_{s \text{Itulanga}}}{S_{\text{pasang}}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}} \\
 &= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2}{250} \\
 &= 1521 \\
 \alpha &= \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \\
 &= \frac{1521 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000} \\
 &= 23.9 \text{ mm} \\
 c &= \frac{\alpha}{\beta_1} \\
 &= \frac{23.9}{0.85} \\
 &= 33.7 \text{ mm} \\
 \emptyset M_n &= \emptyset A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= 0.9 \cdot 1521 \cdot 400 \left(100 - \frac{23.9}{2}\right) \\
 &= 81.1 \text{ kNm} \\
 \mu &= 64.92 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 \emptyset M_n &> \mu \\
 81.1 \text{ kNm} &> 64.2 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan utama pelat lantai D13 – 100.

b. Tulangan bagi

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1144 \\
 &= 491.8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13

Jarak tulangan yang diperlukan

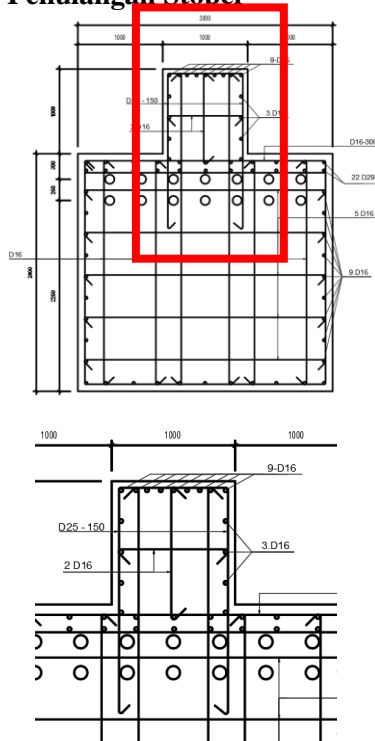
$$S_{\text{perlu}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{\text{As tulangan bagi}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \cdot 1000}{491.8}$$

$$= 408.9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan S pasang tul. bagi = 300 mm
Maka , dipasang tulangan bagi D13 – 300

4.2.3.4 Gambar Penulangan Stoper



Gambar 4. 11 Penulangan Stoper

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PEMBEBANAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN DAN INPUT PEMBEBANAN PADA MIDAS

5.1 Pembebanan

Pembebanan pada Elevated Bridge Jakarta – Cikampek ini menggunakan peraturan SNI 1725 – 2016. Perhitungan beban ini selanjutnya akan di input pada program Midas Civil. Beban yang di analisa meliputi :

5.1.1 Beban Mati Sendiri (MS)

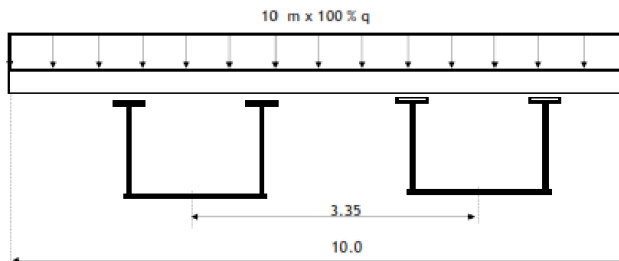
$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat} &= d_{\text{beton}} \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\
 &= 0,2 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 \times 5 \text{ m} \\
 &= 26,4 \text{ KN/m} \\
 \text{Box baja} &= \text{Luas baja} \times \gamma_{\text{baja}} \\
 &= 0.1445 \text{ m}^2 \times 78.5 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 11.34 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.2 Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 \text{Aspal} &= d_{\text{aspal}} \times \gamma_{\text{aspal}} \times b \\
 &= 0.1 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 \times 5 \text{ m} \\
 &= 11 \text{ KN/m} \\
 \text{Parapet} &= 9.1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.3 Beban Lajur (TD)

5.1.3.1 Beban BTR (Beban Terbagi Rata)



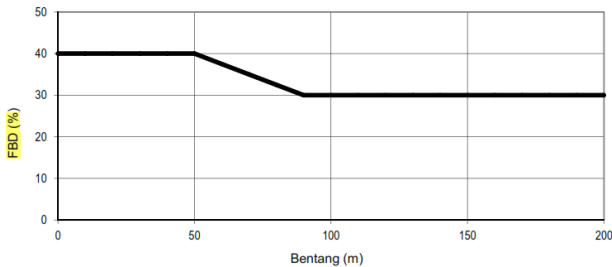
Gambar 5. 1 Truk

$$\begin{aligned}
 \text{Beban BTR} &= 9 \times (0.5 + 15/L) \times b \\
 &= 9 \times (0.5 + 15 / 60) \times 5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$= 33.75 \text{ kN/m}$$

5.1.3.2 Beban BGT (Beban Garis Terpusat)

Beban BGT sesuai SNI 1725 2016 pasal 8.3.1 diambil sebesar 49 kN/m arah melintang jembatan. Pembebanan BGT perlu memperhatikan FBD. Faktor Beban Terdistribusi (FBD) merupakan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan, yang besarnya diambil dari grafik berikut sesuai SNI 1725 – 2016 *Pembebanan Untuk Jembatan*:



Gambar 5. 2 FBD beban BGT

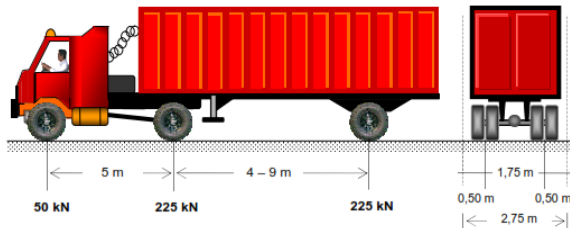
Sehingga didapat FBD untuk beban BGT sebesar = 40 %

$$\begin{aligned} \text{Beban BGT} &= P \text{ BGT} \times b \times (1 + \text{FBD}) \\ &= 49 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} \times (1 + 40\%) \\ &= 343 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.1.4 Beban Truk (TT)

Pembebanan truk perlu memperhatikan FBD. FBD truk sebesar 30% yang besarnya diambil berdasarkan SNI 1725 – 2016 *Pembebanan Untuk Jembatan*:

Sehingga didapat FBD truk = 30%



Gambar 5. 3 Distribusi beban truk

Beban roda truk sesuai SNI 1725 2016 sebesar :

Roda depan = 25 kN

Roda belakang = 112.5 kN

Beban Truk untuk depan= $TT \times (1 + FBD)$

= 112.5 kN x (1 + 0.3)

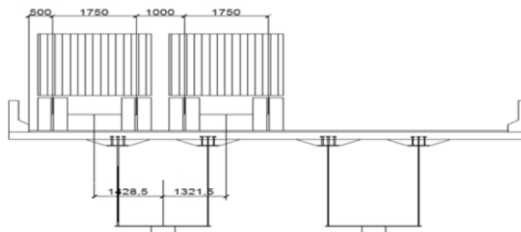
= 146.3 kN

Beban Truk untuk belakang= $TT \times (1 + FBD)$

= 25 kN x (1 + 0.3)

= 32.5 kN

Posisi beban truk dalam arah melintang dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 5. 4 Pembebanan truk dalam arah melintang jembatan

5.1.5 Beban gempa

Gaya gempa disebabkan oleh pergerakan seismic yang bekerja pada dua arah X maupun arah Y dari suatu struktur. Nilai dari gaya gempa sangatlah tergantung dari lokasi struktur yang ditinjau. Di mana menurut RSNI2 2833-201X ,peta zona gempa dapat juga dilihat melalui “Penentuan Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah Untuk Jembatan ” atau dari situs: <http://petagempa.pusja.tan.pu.go.id/>

Besaran gaya gempa yang terjadi pada struktur sangat ditentukan pula oleh faktor modifikasi respon, R, sesuai dengan tipe struktur bangunan bawah sebagaimana Tabel 6 dari RSNI2 2833-201X. Pada tugas akhir ini, jembatan tol dikategorikan sebagai jembatan lainnya (biasa) sehingga digunakan nilai factor modifikasi respons sebagai berikut:

- Untuk perencanaan struktur kolom dan balok pier digunakan $R = 2$ untuk gempa arah X (longitudinal) dan untuk gempa

arah Y (transversal) dikarena kolom jembatan termasuk kolom tunggal.

- Untuk perencanaan pile cap (footing) dan pondasi tiang pancang digunakan $R = 1.0$ untuk arah X maupun Y.

Tabel 6 - Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Adapun gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut:

- Gempa arah X maksimum, di mana 100% gaya gempa pada arah x, EQ_x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y, EQ_y .
- Gempa arah Y maksimum, di mana 100% gaya gempa pada arah y, EQ_y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x, EQ_x .

Lokasi jembatan tol elevated Jakarta – Cikampek II ini terletak di jalur Jakarta menuju Cikampek tepatnya seperti Gambar 2.19. Sehingga berdasarkan peta gempa pada RSNi2 2833-201X maupun Aplikasi Desain Spektra dari PUSJATAN didapatkan parameter untuk respon spektra di lokasi tersebut adalah:

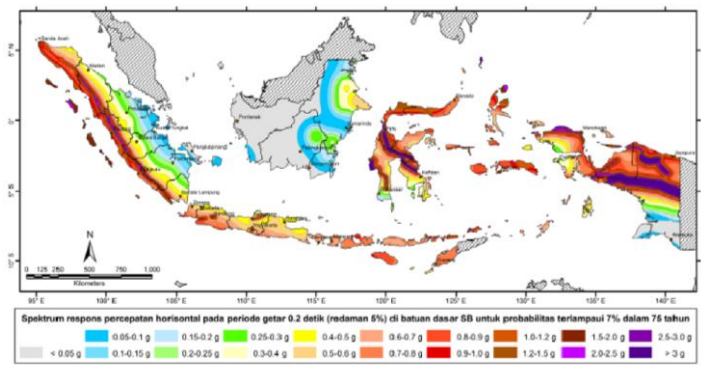
- Site class = S_D (Tanah Sedang)
- 0.2 second acceleration response spectra = 0.850 g
- 1 second acceleration response spectra = 0.231 g

-

Percepatan puncak horizontal di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

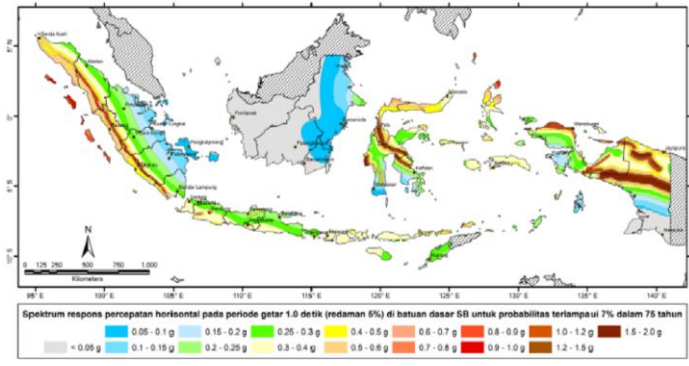
< 0.05 g	0.05 - 0.1 g	0.15 - 0.2 g	0.25 - 0.3 g	0.4 - 0.5 g	0.6 - 0.7 g	0.8 - 0.9 g	1.0 - 1.2 g
0.1 - 0.15 g	0.2 - 0.25 g	0.3 - 0.4 g	0.5 - 0.6 g	0.7 - 0.8 g	0.9 - 1.0 g	1.2 - 1.5 g	

93



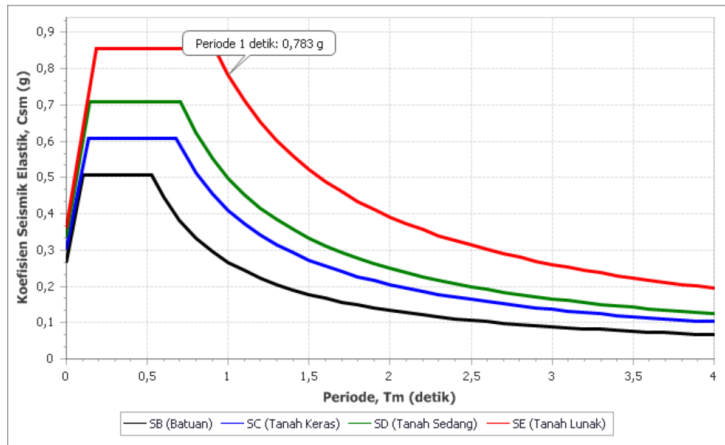
Gambar 5 - Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 2.3. Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun



Gambar 6 - Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 2.4. Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.5. Kurva Respon Spektrum Tanah Sedang pada Lokasi Elevated Bridge Jakarta – Cikampek II Elevated

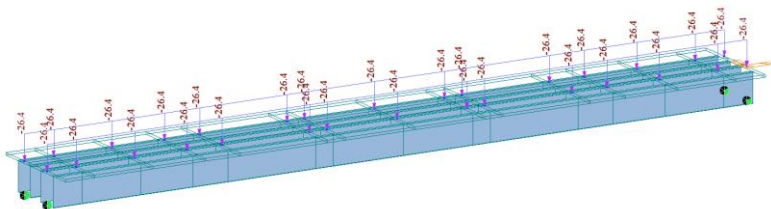
5.1.6 Beban Rem

Beban rem didapat dari 5% dari beban truk rencana ditambah beban BTR (*SNI 1725 2016 pasal 8.7*).

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Rem} &= 5\% \times (\text{TT} + \text{BTR}) \\
 &= 5\% \times ((146.25 + 25) + (33.75 \times 60\text{m})) \\
 &= 110.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

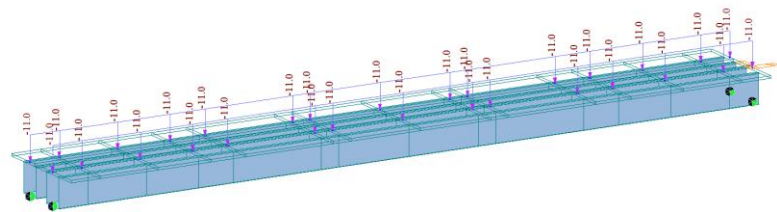
5.2 Input Pembebanan Pada Software Midas Civil 2018

5.2.1 Beban mati sendiri pelat lantai



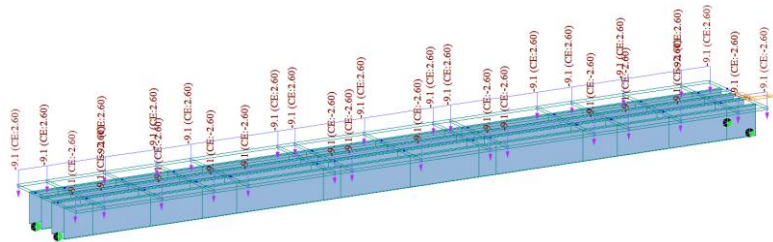
Gambar 5. 1 Input beban pelat lantai (kN/m)

5.2.2 Aspal



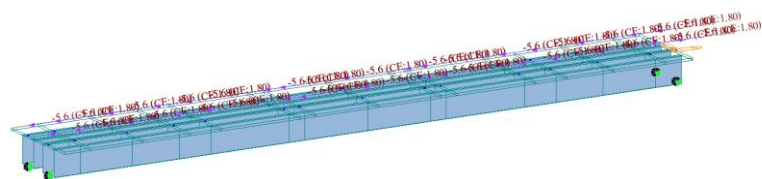
Gambar 5. 2 Input beban Aspal (kN/m)

5.2.3 Parapet



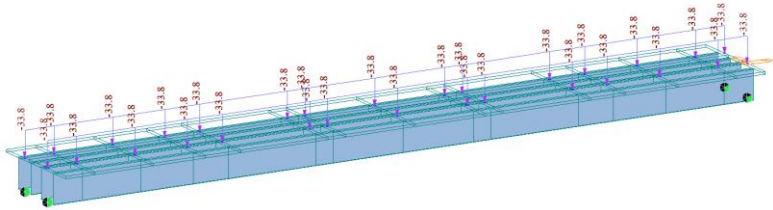
Gambar 5. 3 Input beban parapet (kN/m)

5.2.4 Rem



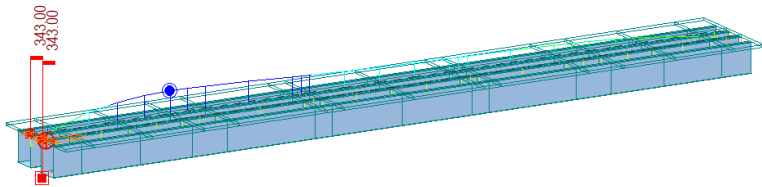
Gambar 5. 4 Input beban Rem (kN)

5.2.5 BTR



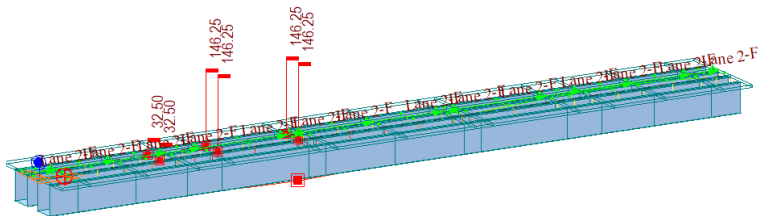
Gambar 5. 5 Input beban Lajur BTR (Beban Terbagi Rata) kN/m

5.2.6 BGT



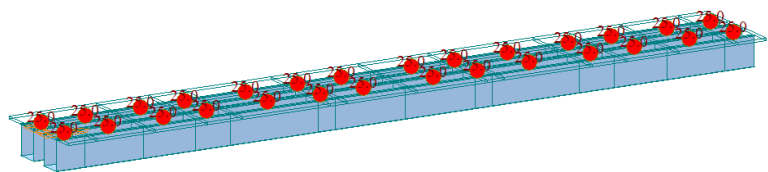
Gambar 5. 6 Input beban BGT (Beban Garis Terpusat) kN/m

5.2.7 Truk



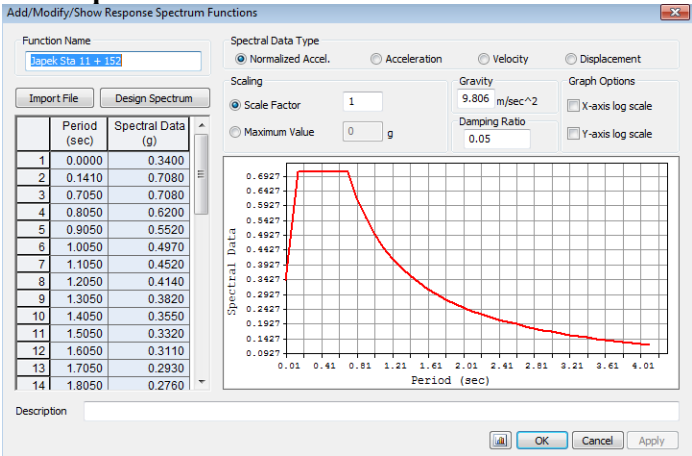
Gambar 5. 7 Input beban Truk (kN)

5.2.8 Temperature



Gambar 5. 8 Input beban temperature (C)

5.2. 9 Gempa

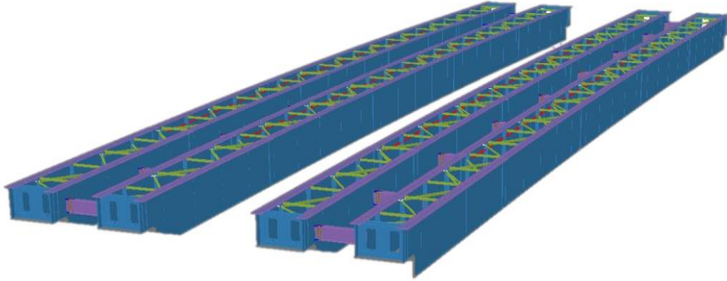


Gambar 5. 9 Input beban Gempa Respon Spektrum

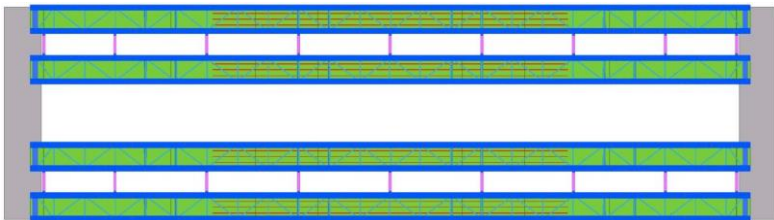
BAB VI

PERHITUNGAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

6.1 Umum



Gambar 4. 12 Rencana Steel Box Girder pada tugas akhir ini

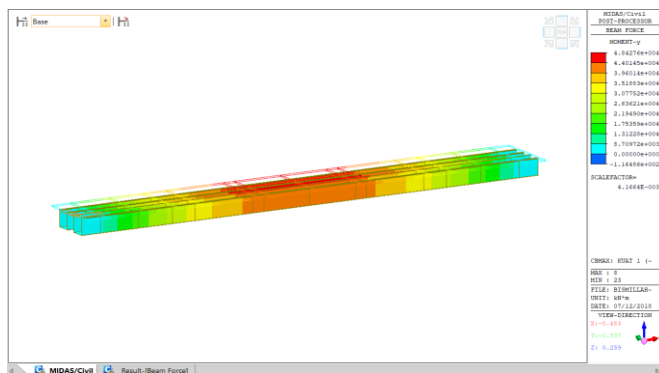


Gambar 4. 13 Denah rencana steel box girder

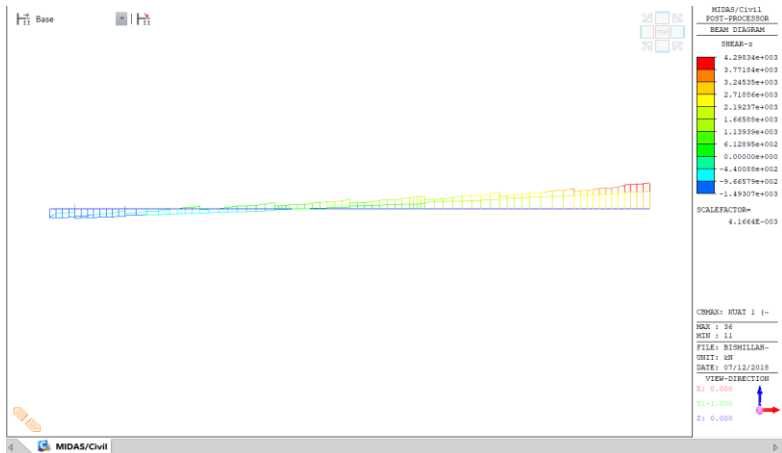
6.2 Hasil Analisa Struktur



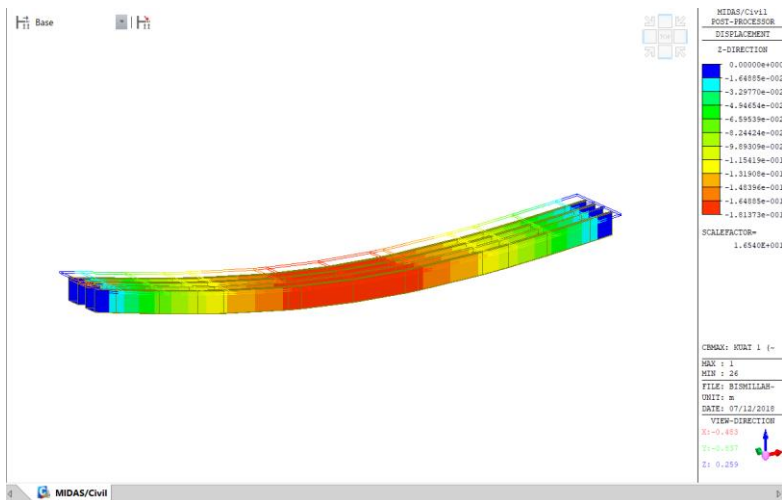
Gambar 6. 1 Momen amksimum akibat beban kombinasi



Gambar 6. 2 Momen maksimum

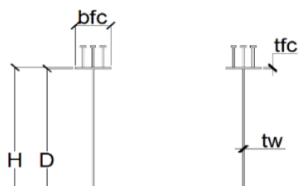


Gambar 6. 3 Geser maksimum



Gambar 6. 4Lendutan

6.3 Detail penampang Steel Box Girder



bfc	=	450	mm
tfc	=	21	mm
D	=	2307	mm
H	=	2350	mm
bft	=	1800	mm
tft	=	22	mm
tw	=	16	mm
A steel	=	155180	mm ²

*Gambar 5. 5 Properti penampang
steel box girder*

Dalam perhitungan steel box girder ini dibagi menjadi dua bagian yaitu berdasarkan jenis beban untuk beban sebelum komposit (*steel section*), beban jangka pendek (*short term*) dan beban jangka panjang (*long term*).

6.4 Perhitungan nilai properties komposit

6.2.1 Menghitung lebar efektif sayap

Lebar efektif sayap berdasarkan ASHTO LRFD 2012 pasal 4.6.2.6 adalah sebagai berikut :

$$\frac{Leff}{4} = \frac{60000}{4}$$

$$= 15000 \text{ mm}$$

$$12ts + \frac{bf}{2} = 12 \times 200 + \frac{450}{2} = 2625 \text{ mm}$$

$$S = 1800 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil yaitu 1800 mm.

6.2.2 Menhitung nilai n (rasio modular)

$$E \text{ beton} = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{30} = 25743 \text{ Mpa}$$

$$E \text{ baja} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E \text{ baja}}{E \text{ beton}} = \frac{200000}{25743} = 8.15$$

6.5 Menentukan Elastic Composite Properties pada positive Flexure Region

6.5.1 Steel Section

Tabel 6. 1 Perhitungan Elastic Composite Properties Steel Section Box Girder

Component	Luas	Lengan	AiYi (mm3)	d	Ai(yi-ysb) ² (mm4)	Io (in4)
	A	yi		Yi-Ysb		
	(mm ²)	(mm)		(mm)		
2 Top flange 450 x 21	18900	2340	44216550	1353.8	3.4641E+10	600000
2 Web 2307 x 16	92280	1176	108475140	189.83	3325480462	8874666667
Bottom flange 1800 x 22	44000	6	264000	-979.7	4.2229E+10	352800
jumlah	155180	-	152955690	-	8.0195E+10	8875619467

$$y_{sb} = \frac{A_i \cdot Y_i}{A}$$

$$= \frac{152955690}{155180}$$

$$= 985.7 \text{ mm}$$

$$y_{st} = \text{tinggi box girder} - y_{sb}$$

$$= 2350 - 985.7$$

$$= 1364.3 \text{ mm}$$

$$I_{\text{girder}} = I_o + A_i (y_i - y_{sb})^2$$

$$= 8875619467 + (80195467110.53)^2$$

$$= 89071086577.196 \text{ mm}^4$$

Modulus penampang :

$$S_{SB} = \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{89071086577.196}{985.66626}$$

$$= 90366374.83 \text{ mm}^3$$

$$S_{ST} = \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{89071086577.196}{1364.34}$$

$$= 65285409.19 \text{ mm}^3$$

6.5.2 Short Term Composite Section

Tabel 6. 2 Perhitungan Elastic Composite Properties Short Term Box Girder

Component	Luas	Lengan	AiYi	d	Ai(yi-ysb) ²	Io
	A	yi		Yi-Ysb		
	(mm ²)	(mm)	(mm3)	(mm)	(mm4)	(in4)
Steel section	155180	986	152955690	-643.9	64345034863	89071086577.196
Concrete Slab 5250/8 x 200	125000	2429	303625000	799.4	79880500081	437500000
jumlah	280180	-	456580690	-	1.44226E+11	89508586577

$$y_{sb} = \frac{A_i \cdot Y_i}{A} = \frac{37156590}{245180}$$

$$= 1515.5 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (h_{\text{box girder}} + h_{\text{slab}}) - y_{sb}$$

$$= (2350 + 200) - 1515.5$$

$$= 1034.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{girder}} &= I_o + A_i (y_i - y_{sb})^2 \\ &= 89508586577.20 + 118666120703.17 \\ &= 208174707280.363 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{SB} &= \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{208174707280.363}{1515.481238} \\ &= 137365413.7 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ST} &= \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{208174707280.363}{1034.518762} \\ &= 201228547 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

6.5.3 Long term Composite Section

Tabel 6. 3 Perhitungan Elastic Composite Properties Long Term Box Girder

Component	Luas	Lengan	AiYi	d	Ai(yi-ysb) ²	Io
	A	yi		Yi-Ysb		
	(mm ²)	(mm)		(mm)	(mm ⁴)	(in ⁴)
Steel section	155180	986	152955690	-305.5	14484071599	89508586577.196
Concrete Slab 5250/24 x 200	41666.667	2429	101208333	1137.8	53943317537	437500000
jumlah	196846.67	-	254164023	-	68427389136	89946086577

$$y_{sb} = \frac{A_i \cdot Y_i}{A} = \frac{225825690}{185180} = 1219.4929 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} y_{st} &= (h_{\text{box girder}} + h_{\text{slab}}) - y_{sb} \\ &= (2350 + 200) - 1219.6 \\ &= 1330.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{girder}} &= I_o + A_i (y_i - y_{sb})^2 \\ &= 89946086577.2 + 52371673460 \\ &= 142317760037.257 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{SB} &= \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{142317760037.257}{1219.492872} \\ &= 116702412.4 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{ST} &= \frac{I_{\text{girder}}}{y_{sb}} = \frac{142317760037.257}{1330.507128} \\ &= 106965048.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

6.5.4 Menghitung Momen Leleh (Moment Yield)

Momen yield digunakan untuk menghitung momen lentur yang terjadi pada bagian komposit jembatan baik untuk jangka pendek dan jngk panjang. Perhitungan momen leleh sebagai berikut :

- a. Sebelum menghitung momen leleh di cari terlebih dahulu M_{AD} (Momen beban hidup yang diperoleh dari tegangan leleh) yang diperoleh melalui software MIDAS CIVIL.

➤ Diketahui :

M_{D1} : 5105.7 kNm (Momen akibat berat sendiri)

M_{D2} : 29439 kNm (Momen akibat beban surface permanen)

➤ M_{AD} untuk sayap atas

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} + \frac{M_{AD}}{S_n}$$

$$M_{AD} = S_n \left(f_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{AD}}{S_{3n}} \right)$$

$$= 0.201 \left(450000 - \frac{5105.7}{0.0652854} - \frac{29439}{0.125810826} \right)$$

$$= 19433.3 \text{ kNm}$$

➤ M_{AD} untuk sayap bawah

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} + \frac{M_{AD}}{S_n}$$

$$M_{AD} = S_n \left(f_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{AD}}{S_{3n}} \right)$$

$$= 0.137 \left(450000 - \frac{5105.7}{65.285409} - \frac{29439}{116.7} \right)$$

$$= 61769.1 \text{ kNm}$$

- b. Menhitung momen leleh

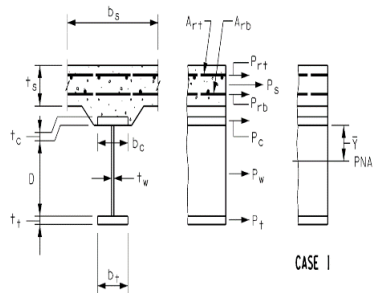
$$\begin{aligned}
 M_y &= M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \\
 &= 5105.7 \text{ kNm} + 29439 \text{ kNm} + 19433.3 \text{ kNm} \\
 &= 53978 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6.5.5 Menghitung Momen Plastis

Perhitungan momen plastis pada bagian komposit dari jembatan dihitung berdasarkan *ASHTO LRFD Bridge, 2012 pasal D6.1*.

- a. Jarak dari PNA (*Plastic Neutral Axis*)

$$\begin{aligned}
 d_{rt} &= 704.9 \text{ mm} \\
 d_s &= 579.858 \text{ mm} \\
 d_{rb} &= 704.9 \text{ mm} \\
 d_t &= 2054 \text{ mm} \\
 d_w &= 889.6 \text{ mm} \\
 d_c &= 274.4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



- b. Perhitungan gaya plastis

Momen plastis merupakan besar momen yang dihitung dari kekuatan yang dihasilkan oleh web, flange, dan tulangan beton. Momen plastis pada bagian komposit lentur positif dapat ditentukan dengan gaya plastis terlebih dahulu:

a. Kekuatan flange bawah

$$\begin{aligned}
 P_t &= F_{yt} \times b \times t_t \quad (3-30) \\
 &= (450 \text{ Mpax}2000\text{mmx}22 \text{ mm})/1000 \\
 &= 19800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimana :

P_t = kekuatan elemen flange bawah

F_{yt} = tegangan leleh flange bawah

b = panjang flange bawah

t_t = tebal flange bawah

b. Kekuatan web

$$P_w = 2 \times F_{yw} \times D \times t_w \quad (3-31)$$

$$= 2 \times 450 \text{ Mpa} \times 2307 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$$

$$= 41526 \text{ kN}$$

Dimana :

P_w = kekuatan elemen web

F_w = tegangan leleh web

D = panjang web

t_w = tebal web

c. Kekuatan flange atas

$$P_c = 2 \times F_{yc} \times b_{fc} \times t_{fc} \quad (3-32)$$

$$= (2 \times 450 \text{ Mpax } 450 \text{ mm} \times 21 \text{ mm}) / 1000$$

$$= 8505 \text{ kN}$$

Dimana :

P_c = kekuatan elemen flange atas

F_c = tegangan leleh flange atas

B_c = panjang flange atas

t_c = tebal flange atas

d. Kekuatan slab beton

$$P_s = 0,85 f_c \times b_e \times t_s \quad (3-33)$$

$$= (0,85 \times 30 \text{ Mpax } 5000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm})$$

$$/ 1000$$

$$= 43322 \text{ kN}$$

dimana :

P_s = kekuatan elemen beton

F_c = kuat tekan beton

B_e = panjang beton

T_s = tebal beton

c. Perhitungan Momen Plastis

Setelah dilakukan perhitungan gaya plastis maka dapat ditentukan lokasi sumbu netral plastis (Y) dan Momen plastis berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012, D6.1.-1.

Karena,

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

$$19800 \text{ kN} + 41526 \text{ kN} \geq 8505 \text{ kN} + 43322 \text{ kN}$$

$$61326 \text{ kN} \geq 51827.109 \text{ kN}$$

Maka, momen plastis digunakan berdasarkan rumus:

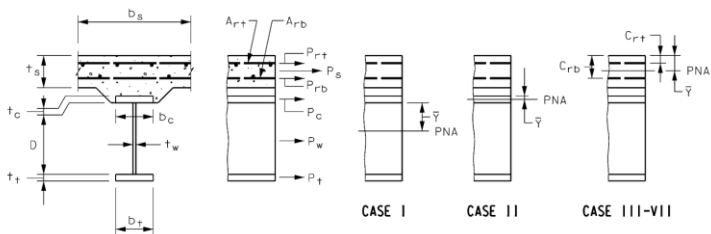
$$\begin{aligned} Y &= \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{Pt - Pc - Ps - Prt - Prb}{Pw} + 1 \right) \\ &= \left(\frac{2307}{2} \right) \left(\frac{19800 - 8505 - 43322}{41526} + 1 \right) \\ &= 263.85 \text{ mm} \end{aligned}$$

MP=

$$\begin{aligned} &= \left(\frac{Pw}{2D} \right) \left(Y^2 + [D - Y]^2 \right) + (Ps.ds + prt.drt + prb.drb + pc.dc + pt.dt) \\ &= \left(\frac{41526}{2 \times 2307 \times 10^{-3}} \right) \left((263.85 \times 10^{-3})^2 + [(2307 \times 10^{-3}) - (263.85 \times 10^{-3})]^2 \right) \\ &\quad + (43322.0.579 + 8505.0.274 + 19800.2.054) \\ &= 106322.8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 3. 19 Perhitungan Y dan Mp

Case	PNA	Condition	\bar{Y} and M_p
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_r + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left[\frac{P_t - P_c - P_r - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_r d_r + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_{rt} d_{rt}]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_r + P_{rt} + P_{rb}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_f}{2} \right) \left[\frac{P_t + P_w + P_c - P_r - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_f} \left[\bar{Y}^2 + (t_f - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_r d_r + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_{rt} d_{rt} + P_w d_w]$
III	Concrete Deck, Below P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{th}}{t_s} \right) P_t + P_{rt} + P_{rb}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_t + P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Concrete Deck, at P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{th}}{t_s} \right) P_t + P_{rt}$	$\bar{Y} = c_{th}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Concrete Deck, Above P_{rb} Below P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{th}}{t_s} \right) P_t + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Concrete Deck, at P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rt} \geq \left(\frac{c_{th}}{t_s} \right) P_t$	$\bar{Y} = c_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Concrete Deck, Above P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rt} + P_s < \left(\frac{c_{th}}{t_s} \right) P_t$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$



6.5.6 Menghitung Momen Nominal (M_n)

Berdasarkan ASHTO LRFD Bridge 2012 pasal 6.10.7.1.2 momen nominal dipilih yang terkecil dari kedua rumus berikut

a. Momen Nominal berdasarkan momen teleh

$$M_n = 1.3 R_h M_y \quad (3-37)$$

$$= 1.3 \times 1 \times 53978 \text{ kNm}$$

$$= 70171.5 \text{ kNm}$$

dimana:

Rh = Faktor hybrid = 1

My = Momen leleh

- b. Momen nominal berdasarkan momen plastis

Jika $D_p < 0.1 D_t$ maka

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (3-38)$$

$$= 1062322.8 \text{ kNm} \left(1.07 - 0.7 \frac{704.9}{2770} \right)$$

$$= 94826.851 \text{ kNm}$$

dimana :

Mn = Momen nominal

Mp = Momen plastis

Dp = Jarak dari bagian atas slab beton ke garis netral plastis

$$= 704.9 \text{ mm}$$

Dt = tinggi bagian komposit

$$= 2770 \text{ mm}$$

Sehingga Mn yang dipakai yang terkecil dari hasil diatas yaitu 70171.5 kNm

$$\begin{array}{lll} \text{Kontrol} \dots \mu & < & M_n \quad (3-39) \\ 48108.04 \text{ kN} & < & 70171.5 \text{ kN} \dots \text{OK} \end{array}$$

6.6 Persyaratan Box girder Dalam menerima Gaya Geser (Shear)

Diketahui : Vu pada box girder = 4298.5 kN

6.6.1 Menghitung Gaya Geser Nominal (Vn) tanpa stiffner

$$V_n = 4.55 \frac{tw^3 E}{D}$$

$$= 4.55 \frac{20^3 210000}{2307}$$

$$= 3313394.01 \text{ N}$$

$$= 3313.39 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 3313.39 \text{ kN}$$

$$= 3313.39 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$V_u < \phi V_n$$

$$4298.5 \text{ kN} > 3313.39 \text{ kN}$$

(Maka diperlukan stiffner)

6.6.2 Menghitung Gaya Geser Nominal Dengan Stiffner

$$D_o = 2500 \text{ mm}$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{2500}{2307}\right)^2}$$

$$= 9.25$$

$$\text{Jika } \frac{D}{tw} > 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ maka } C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

$$\text{Jika } = \frac{2307}{20} > 1.4 \sqrt{\frac{210000 \times 9.25}{450}}$$

$$= 115.4 > 92 \text{(OK)}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } C &= \frac{1.57}{\left(\frac{2307}{20}\right)^2} \sqrt{\frac{210000 \times 9.25}{450}} \\ &= 0.51 \end{aligned}$$

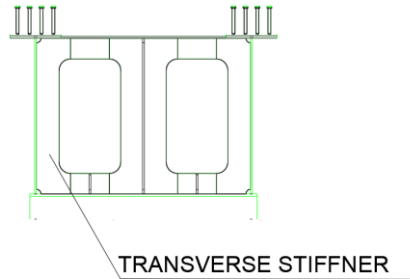
$$\begin{aligned} V_p &= 0.58 F_y w D t_w \\ &= 0.58 \times 450 \times 2307 \times 20 \\ &= 12042.54 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_p \times \left(C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right) \\ &= 12042.54 \times \left(0.51 + \frac{0.87(1-0.51)}{\sqrt{1 + \left(\frac{2500}{2307}\right)^2}} \right) \\ &= 9622.13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl} V_u & < & \phi V_n \\ 4515 \text{ kN} & < & 9622.13 \text{ kN} \end{array}$$

6.7 Perencanaan Transverse Stiffner



Gambar 6. 5 Transverse stiffner pada tumpuan

6.7.1 Data

Tebal stiffner (tp)	: 14 mm
Lebar stiffner (bt)	: 200 mm
Muta baja stiffner (fys)	: 450 Mpa

6.7.2 Perencanaan Lebar

Syarat 1

$$bt > 50.8 + \frac{D}{30}$$

$$200 > 50.8 + \frac{2307}{30} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Syarat 2

$$16 \cdot tp > bt > \frac{bf}{4}$$

$$16 \cdot 14 > 200 > \frac{450}{4} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

6.7.3 Momen Inersia dari Transverse Stiffners

$$It = tp \cdot \frac{bt^3}{3}$$

$$\begin{aligned}
 &= 14 \cdot \frac{200^3}{3} \\
 &= 37333333.4 \text{ mm}^4 \\
 F_{crs} &= \frac{0.31E}{\left(\frac{bt}{tp}\right)^2} \\
 &= \frac{0.31 \times 200.000}{\left(\frac{200}{14}\right)^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 308.7 \\
 \rho t &= \frac{F_{yw}}{F_{crs}} \\
 &= \frac{450}{308.7} \\
 &= 1.458
 \end{aligned}$$

$$\rho t > 1$$

Sehingga dipilih $\rho t = 1.458$

$$\begin{aligned}
 J_{cal} &= \frac{2.5}{\left(\frac{do}{D}\right)^2} - 2 \\
 &= \frac{2.5}{\left(\frac{2500}{2307}\right)^2} - 2 \\
 &= 0.13
 \end{aligned}$$

$$J \geq 0.5$$

Sehingga J yang dipilih adalah 0.5

$$\begin{aligned}
 I_{t1} &= b \times tw^3 \times J \\
 &= 200 \times 20^3 \times 0.5 \\
 &= 9228000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{t2} &= \frac{D^4 \times \rho^{1.3}}{40} \times \left(\frac{F_y}{E} \right)^{1.5} \\
 &= \frac{2307^4 \times 1.458^{1.3}}{40} \times \left(\frac{450}{200000} \right)^{1.5} \\
 &= 114656549 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl}
 I_t & > & (I_{t1} \text{ \& } I_{t2}) \\
 37333333.4 \text{ mm}^4 & > & 9228000 \text{ mm}^4 \text{ \& } \\
 & & 114656549 \text{ mm}^4 \\
 & & \text{.....OK}
 \end{array}$$

6.7.4 Menghitung luas transverse stiffner yang diperlukan

As min :

$$\begin{aligned}
 &= \left(0.15BDtw(1-C) \frac{V_u}{\Phi V_n} - 18tw^2 \right) \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right) \\
 &= \left(0.15 \times 2.4 \times 2307 \times 20(1-0.51) \frac{4515}{9622} - 1820^2 \right) \left(\frac{450}{450} \right) \\
 &= -2500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s = B_s \times t_s$$

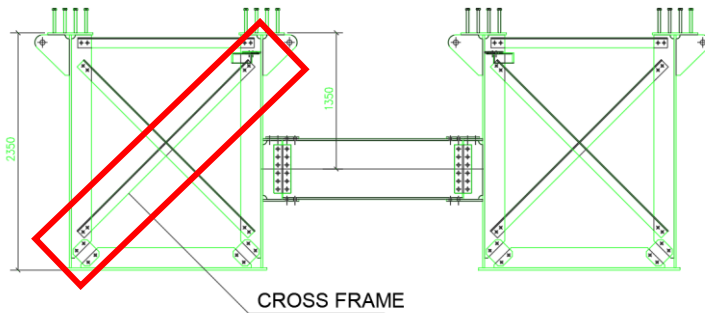
$$= 200 \text{ mm} \times 14 \text{ mm}$$

$$= 2800 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{rcl}
 \textbf{Kontrol: } A_s & > & A_s \text{ min} \\
 2800 \text{ mm}^2 & > & -2500 \text{ mm}^2 \text{.....OK}
 \end{array}$$

6.8 Perhitungan Cross Frame (Bracing diagonal)

6.8.1 Data



Gambar 6. 6 Cross frame bracing pada steel box girder

Profil batang diagonal	(k)	: L 102x102 x 7.9
Lebar		: 102 mm
Tinggi		: 102 mm
Tebal		: 7.9 mm
Luas	(As)	: 3450 mm
r min	(r)	: 20 mm
Panjang diafragma	(L)	: 4875 mm
Faktor panjang efektif	(k)	: 0.75
Faktor tahanan tekan	(ø)	: 0.9
Fy		: 250 Mpa
E		: 200000 Mpa

6.8.2 Gaya yang terjadi pada cross frame

6.8.3 Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil (ASHTO

LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.3)

$$\frac{KL}{r} < 140$$
$$\frac{0.75 \times 4875}{30} < 140$$

$$\begin{aligned}
 -\frac{b}{t} &< 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 \frac{152}{12.7} &< 0.45 \sqrt{\frac{200000}{250}}
 \end{aligned}$$

6.8.4 Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.4.1.1-1)

$$\begin{aligned}
 -\lambda &= \frac{P_o}{P_e} \\
 &= \left(\frac{kxL}{rx\pi} \right)^2 x \left(\frac{E}{f_y} \right) \\
 &= \left(\frac{0.75x3450}{30x\pi} \right)^2 x \left(\frac{200000}{250} \right) \\
 &= 1.88
 \end{aligned}$$

Dimana;

P_o = Nominal yield resistance

P_e = Elastic buckling resistance

- Jika $\lambda > 0.4$

Maka,

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0.658^{\lambda} x P_o \\
 &= 0.658^{1.88} x (3710 x 250) \\
 &= 422043.18 \text{ N} \\
 &= 422.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_r &= \phi \cdot P_n \\
 &= 0.9 x 422.1 \text{ kN} \\
 &= 379.84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimana :

P_n = tahanan tekan nominal

P_r = tahanan tekan nominal terfaktor

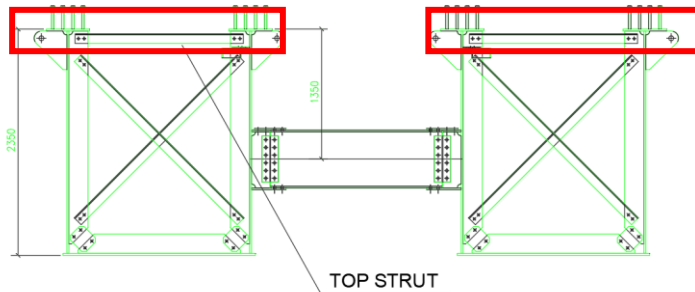
6.8.5 Kontrol

$$P_r > F_{bf}$$

$$379.8 \text{ kN} > 346.66 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

6.9 Perhitungan Top Strut (Diafragma dalam)

6.9.1 Data



Gambar 6. 7 Top strut diafragma pada steel box girder

Profil batang diagonal	(k)	: L 152x152 x 12.7
Lebar		: 152 mm
Tinggi		: 152 mm
Tebal		: 12.7 mm
Luas	(A_s)	: 3710 mm
r min	(r)	: 30 mm
Panjang diafragma	(L)	: 2000 mm
Faktor panjang efektif	(k)	: 0.75
Faktor tahanan tekan	(ϕ_c)	: 0.9 (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.5.4.2)
F_y		: 450 Mpa
E		: 200000 Mpa

6.9.2 Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil

(ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.3)

$$-\frac{KL}{r} < 140$$

$$\frac{0.75 \times 2000}{30} < 140$$

$$-\frac{b}{t} < 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{152}{12.7} < 0.45 \sqrt{\frac{200000}{450}}$$

$$11.7 < 12.73$$

6.9.3 Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.4.1.1-1)

$$\begin{aligned} -\lambda &= \frac{P_o}{P_e} \\ &= \left(\frac{kxL}{rx\pi} \right)^2 x \left(\frac{E}{f_y} \right) \\ &= \left(\frac{0.75 \times 2000}{30x\pi} \right)^2 x \left(\frac{200000}{450} \right) \\ &= 0.45 \end{aligned}$$

Dimana;

Po = Nominal yield resistance

Pe = Elastic buckling resistance

- Jika $\lambda > 0.4$

Maka,

$$P_n = 0.658^{\lambda} \times P_o$$

$$= 0.658^{0.45} \times (2000 \times 450)$$

$$\begin{aligned}
 &= 770436.87 \text{ N} \\
 &= 770.5 \text{ kN} \\
 Pr &= \phi_c \cdot P_n \\
 &= 0.9 \times 770.5 \text{ kN} \\
 &= 693.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dimana :

P_n = tahanan tekan nominal

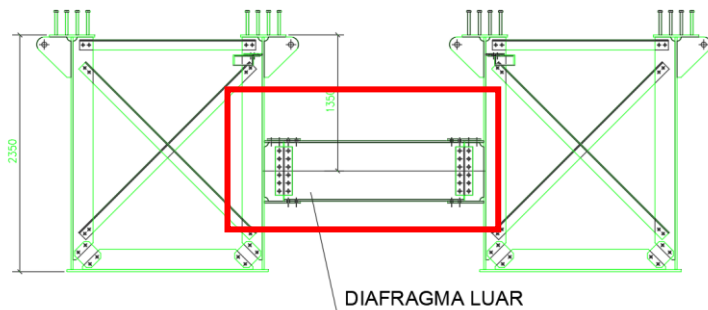
Pr = tahanan tekan nominal terfaktor

6.9.4 Kontrol

$$Pr > F_{bf}$$

$$379.8 \text{ kN} > 109.46 \text{ kN}$$

6.10 Perhitungan Diafragma luar (Antar Box Girder)



Gambar 6. 8 Diafragma luar pada steel box girder

6.10.1 Data

Profil batang diagonal	(k)	: WF 600x600x11x17
Lebar		: 600 mm
Tinggi		: 600 mm
Tebal		: 11 mm
Luas	(As)	: 26813 mm ²
r min	(r)	: 30 mm
Panjang diafragma	(L)	: 1450mm
Faktor panjang efektif	(k)	: 0.75

Faktor tahanan tekan	(ϕ)	: 0.9 (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.5.4.2)
Fy		: 450 Mpa
E		: 200000 Mpa

6.10.2 Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil
(ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.3)

$$-\frac{KL}{r} < 140$$

$$\frac{0.75 \times 4875}{30} < 140$$

$$-\frac{b}{t} < 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{152}{12.7} < 0.45 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

**6.10.3 Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge
Design 2012 pasal 6.9.4.1.1-1)**

$$-\lambda = \frac{P_o}{P_e}$$

$$= \left(\frac{kxL}{rx\pi} \right)^2 x \left(\frac{E}{f_y} \right)$$

$$= \left(\frac{0.75 \times 3450}{30x\pi} \right)^2 x \left(\frac{200000}{250} \right)$$

$$= 1.88$$

Dimana;

P_o = Nominal yield resistance

P_e = Elastic buckling resistance

- Jika $\lambda > 0.4$

Maka,

$$\begin{aligned} P_n &= 0.658^{\lambda} \times P_o \\ &= 0.658^{1.88} \times (3710 \times 250) \\ &= 422043.18 \text{ N} \\ &= 422.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_r &= \phi \cdot P_n \\ &= 0.9 \times 422.1 \text{ kN} \\ &= 379.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimana :

P_n = tahanan tekan nominal

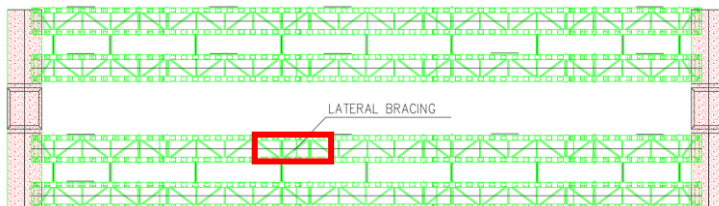
P_r = tahanan tekan nominal terfaktor

6.10.4 Kontrol

$$\begin{aligned} P_r &> F_{bf} \\ 379.8 \text{ kN} &> 289.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.11 Perhitungan Lateral Bracing

6.11.1 Data



Gambar 6. 9 Lateral bracing pada steel box girder

Profil batang diagonal	(k)	: L 152x152 x 12.7
Lebar		: 152 mm
Tinggi		: 152 mm
Tebal		: 12.7 mm

Luas	(As)	: 3710 mm
r min	(r)	: 30 mm
Panjang diafragma	(L)	: 4875 mm
Faktor panjang efektif	(k)	: 0.75
Faktor tahanan tekan	(ø)	: 0.9 (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.5.4.2)
Fy		: 250 Mpa
E		: 200000 Mpa

6.11.2 Cek kelangsingan dan rasio ketebalan profil (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.3)

$$-\frac{KL}{r} < 140$$

$$\frac{0.75 \times 4875}{30} < 140$$

$$-\frac{b}{t} < 0.45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{152}{12.7} < 0.45 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

6.11.3 Cek Kapasitas Aksial (ASHTO LRFD Bridge Design 2012 pasal 6.9.4.1.1-1)

$$-\lambda = \frac{Po}{Pe}$$

$$= \left(\frac{kxL}{rx\pi} \right)^2 \times \left(\frac{E}{fy} \right)$$

$$= \left(\frac{0.75 \times 3450}{30 \times \pi} \right)^2 \times \left(\frac{200000}{250} \right)$$

$$= 1.88$$

Dimana;

Po = Nominal yield resistance

Pe = Elastic buckling resistance

- Jika $\lambda > 0.4$

Maka,

$$\begin{aligned} P_n &= 0.658^{\lambda} \times P_o \\ &= 0.658^{1.88} \times (3710 \times 250) \\ &= 422043.18 \text{ N} \\ &= 422.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_r &= \phi \cdot P_n \\ &= 0.9 \times 422.1 \text{ kN} \\ &= 379.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimana :

Pn = tahanan tekan nominal

Pr = tahanan tekan nominal terfaktor

6.11.4 Kontrol

$$P_r > F_{bf}$$

$$379.8 \text{ kN} > 308.4 \text{ kN}$$

6.12 Perhitungan Shear Connector

6.12.1 Data

Diameter	: 25 mm
Tinggi	: 100 mm
Mutu baja	: 450 Mpa
Kuat Tarik	: 450 Mpa
Faktor tahanan shear connector	: 0.85 (ASHTO
	LRFD BRIDGE
	DESIGN SPEC 2012 ps.
	6.5.4.2) halaman 6 -30

6.12.2 Menghitung Gaya Geser Horizontal (ASHTO

LRFD BRIDGE DESIGN 2012 ps. 6.10.10.4.2-2)
halaman 6 -159

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0.85 \times f'c \times beff \times ts \\ &= 0.85 \times 30 \text{ Mpa} \times 200 \text{ mm} \\ &= 25500000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp2 &= Fyw \times D \times tw + Fyt \times bft \times tft + Fyc \times bfc \\ &\quad \times tfc \\ &= (450 \times 2307 \times 20) + (450 \times 450 \times 22) + \\ &\quad (450 \times 2000 \times 21) \\ &= 448155500 \text{ N} \end{aligned}$$

Pp diambil yang terkecil dari Pp1 dan Pp2 ,
sehingga yang menentukan ada lah Pp1 =
255000000 N

Fp = 0 (karena span jembatan lurus dan tidak
berbelok)

$$\begin{aligned} P &= \sqrt{Pp^2 + Fp^2} \\ &= \sqrt{255000000^2 + 0^2} \\ &= 255000000 \text{ N} \end{aligned}$$

Dimana :

Pp1 = Gaya pada beton
Pp2 = Gaya pada baja
Fp = gaya radial maksimum pada dek
Beton

6.12.3 Menghitung Tahanan Gaya Geser (ASHTO LRFD BRIDGE DESIGN 2012 ps. 6.10.10.4.3 halaman 6 - 161)

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 2307^2 \\ &= 491 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E} \\ &= 0.5 \times 491 \text{ mm}^2 \\ &= 215689.9 \text{ N} \end{aligned}$$

dimana :

A_{sc} = Luas shear connector

Q_n = Tahanan geser nominal 1 stud

E = Modulus elastisitas beton

6.12.4 Kontrol

$$\begin{array}{rcl} Q_n & < & A_{sc} \times F_u \\ 215689.9 \text{ N} & < & 491 \text{ mm}^2 \times 450 \\ 215689.9 \text{ N} & < & 220893.3 \text{ N} \dots \text{OK} \end{array}$$

6.12.5 Penentuan jumlah shear connector

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{\phi Q_n} \\ &= \frac{25500000 \text{ N}}{215689.9 \text{ N}} \\ &= 139.1 \text{ buah} \end{aligned}$$

6.13 Perencanaan Sambungan

Desain perencanaan sambungan baut dapat dilihat sebagai berikut:

6.13.1 Sambungan antar segmen Box Girder

Sambungan gelagar utama berupa sambungan baut dengan pelat baja. Sambungan pada semua elemen gelagar utama dianggap memikul beban yang sama, dengan gaya-gaya dalam yaitu :

$$P_u = 2078,9 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 4298,4 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 1196,3 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 48108,1 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 14226,4 \text{ kNm}$$

$$T_u = 3086 \text{ kNm}$$

Data perencanaan:

Baut Tipe Tumpu

$$d = \text{Ø}35 \text{ mm}$$

$$f_u = 250 \text{ Mpa}$$

$$A_b = 0,25 \cdot \pi \cdot (35 \text{ mm})^2 = 962,5 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 35 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} = 36,5 \text{ mm}$$

Pelat penyambung

$$t_p = 30 \text{ mm (2 bidang geser)}$$

$$B_J = 41$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

Kuat nominal satu (1) baut

➤ Kuat geser (V_d)

$$r_1 = 0,5 \text{ (tidak ada ulir pada bidang geser)}$$

$$m = 2 \text{ (dua bidang geser)}$$

$$fV_n = f_f \cdot r_1 \cdot f_{ub} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 250 \cdot 962,5 \cdot 2$$

$$= 180,30 \text{ kN (menentukan)}$$

➤ Kuat tumpu (R_d)

$$fR_n = f_f \cdot 2,4d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 36,5 \cdot 30 \cdot 410$$

$$= 808,11 \text{ kN}$$

Dipakai nilai kuat nominal satu (1) baut

$$fV_n = 180,30 \text{ kN}$$

Pelat Sayap

Syarat jarak antar baut

$$3db = S = 15. tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \times 35 = S = 15.30 \text{ mm}$$

$$105 = S = 450 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S = 120 \text{ mm}$

Syarat jarak baut ke tepi pelat

$$1,5db = S = 4tp + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \times 35 = S = 4 \times 30 + 100$$

$$52,5 = S = 220 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S1 = 75 \text{ mm}$

Pelat Badan

Syarat jarak antar baut

$$3db = S = 15. tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \times 35 = S = 15 (30 \text{ mm})$$

$$105 = S = 450 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S = 120 \text{ mm}$

Syarat jarak baut ke tepi pelat

$$1,5db = S = 4tp + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \times 35 = S = 4.30 + 100$$

$$52,5 = S = 220 \text{ mm}$$

Dipakai nilai $S1 = 75 \text{ mm}$

Kebutuhan baut box

Perhitungan jumlah baut dihitung dengan mempertimbangkan semua gaya-gaya dalam, baik itu gaya geser, aksial, momen dan torsi.

6.13.2 Sambungan pelat badan

Untuk menghitung jumlah baut pada pelat badan penampang box, terlebih dahulu dicari gaya-gaya apa saja yang akan ditahan oleh pelat badan penampang box, seperti berikut ini

$$V_{uz} = 1196,3 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{uz}}{B} = \frac{14226,4}{2} = 7113,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_{uz} &= P_u \times \left(\frac{H}{2(B+H)} \right) \\
 &= 2078,9 \text{ kN} \times \left(\frac{2,307}{2(2+2,307)} \right) \\
 &= 556,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{T_u}{H} \left(\frac{B}{B+H} \right) \\
 &= \frac{3086}{2,307} \left(\frac{2}{2+2,307} \right) \\
 &= 621,156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resultan gaya

$$\begin{aligned}
 R_s &= \sqrt{(V_{uz} + T)^2 + \left(P_{uz} + \frac{M_{uz}}{B} \right)^2} \\
 &= \sqrt{(1196,3 + 621,156)^2 + \left(556,77 + \frac{7113,2}{2} \right)^2} \\
 &= 4496,995
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ baut} &= \frac{R_s}{\phi V_n} \\
 &= \frac{4496,995}{180,3} \\
 &= 25 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Sambungan pelat sayap

Untuk menghitung jumlah baut pada pelat badan penampang box, terlebih dahulu dicari gaya-gaya apa saja yang akan ditahan oleh pelat badan penampang box, seperti berikut ini

$$V_{uz} = 4298,4 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{uz}}{B} = \frac{48108,1}{2} = 24054,05 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{uz} &= P_u \times \left(\frac{H}{2(B+H)} \right) \\ &= 2078,9 \text{ kN} \times \left(\frac{2,307}{2(2+2,307)} \right) \\ &= 556,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{T_u}{H} \left(\frac{B}{B+H} \right) \\ &= \frac{3086}{2,307} \left(\frac{2}{2+2,307} \right) \\ &= 621,156 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resultan gaya

$$\begin{aligned} R_s &= \sqrt{(V_{uz} + T)^2 + \left(P_{uz} + \frac{M_{uz}}{B} \right)^2} \\ &= \sqrt{(4298,4 + 621,156)^2 + \left(556,77 + \frac{24054,05}{2} \right)^2} \\ &= 13511,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ baut} &= \frac{Rs}{\phi Vn} \\
 &= \frac{13511,11}{180,3} \\
 &= 75 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

6.13.3 Sambungan Diafragma dengan Steel Box Girer

- Data

$$V_u = 997,6 \text{ kN}$$

Pelat sambung siku 1000.100.14 :

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$L = 400 \text{ mm} \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

Baut :

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{prlmhn}} = 16 + 1,5 = 17,5$$

$$T_b = 9500 \text{ kg}$$

$$A_{\text{baut}} = 200,96 \text{ mm}$$

$$F_{u\text{baut}} = 500 \text{ Mpa}$$

$$i_x = 30,78 \text{ mm}$$

$$K_h = 1 \text{ (Lubang standar)}$$

$$m = 2$$

$$\mu = 0,35 \text{ (Giling bersih)}$$

- Perhitungan Kuat Rencana Baut Tipe Gesek (Friction Type)

$$\text{Kuat Geser } (V_{sf}) = 1.13 \times \mu \times m \times K_h \times T_b$$

$$= 1.13 \times 0.35 \times 2 \times 1 \times 9500$$

$$= 75,14 \text{ kN}$$

➤ Perhitungan jumlah baut

$$\text{Jumlah Baut } (n) = \frac{V_u}{V_{sf}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{997,6}{75,14} \\
 &= 13,2 = 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- Jarak Pemasangan Baut

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk jarak } S &= 2,5d_b \leq S \leq 15t_p \\
 &= 2,5 \times 16 \leq S \leq 15 \times 14 \\
 &= 40 \text{ mm} \leq S \leq 210 \text{ mm} \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk jarak } S_1 &= 1,5d_b = S_1 = (4t_p + 100) \\
 &= 1,5 \times 16 = S_1 = (4 \times 14 + 100) \\
 &= 24 \text{ mm} = S_1 = 156 \text{ mm} \\
 &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6.13.4 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder)

□ Kontrol *Rupture (Block Shear)*

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= (S \times 3 + S_1) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 &= (50 \times 3 + 25) \times 14 \times 2 \\
 &= 4900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{gt} &= S_2 \times t_{p2} \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 &= 25 \times 14 \times 2 \\
 &= 700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= ((S \times 3 + S_{12}) - 3.5 \times (d_b + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat} \\
 &= ((50 \times 3 + 25) - 3.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\
 &= 3185 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &= ((S_2 - 0.5 \times (d_{b2} + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 &= ((25 - 0.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\
 &= 364 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kuat geser rupture nominal:

$$\begin{aligned}
 N_n &= 0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} \\
 &= 0.6 \times 3185 \times 400 \\
 &= 764400 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kuat tarik rupture nominal :

$$\begin{aligned}
 N_n &= A_{nt} \times f_{ub} \\
 &= 364 \times 400
 \end{aligned}$$

$$= 145600 \text{ Mpa}$$

Karena $N_n \text{ geser} > N_n \text{ tarik}$ maka :

$$\phi R_n = 0.75 \times (0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} + A_{gt})$$

$$\phi R_n = 0.75 \times (0.6 \times 3185 \times 400 + 700)$$

$$\phi R_n = 573825 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi R_n = 5738,25 \text{ kN} > V_u = 997,6 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

• Kontrol Leleh

$$A_g = A_g \times \text{Jumlah Pelat Siku}$$

$$A_g = 6250 \times 2 = 12500 \text{ mm}$$

$$\phi N_n = 0.9 \times A_g \times f_y$$

$$= 0.9 \times 12500 \times 290$$

$$= 3262500 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi N_{n2} = 3262,5 \text{ kN} > V_u = 1505,99 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

□ Kontrol Putus

$$A_e = A_n \times U$$

$$= ((A_g - 1 \times (d_b + 1.5) \times t_p) \times 2) + (1 - (x/L))$$

$$= ((6250 - 1 \times (16 + 1.5) \times 14) \times 2) + (1 - (93 / (120 \times 3)))$$

$$= 4375 \times 0,74$$

$$= 3244,79 \text{ mm}$$

$$\phi N_n = 0.75 \times A_{e2} \times f_u$$

$$= 0.75 \times 3244,79 \times 400 = 1622395.833 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi N_n = 1622,39 \text{ kN} > V_u = 997,6 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

6.13.5 Sambungan Top Strut dengan Box Girder

• Data

$$V_u = 109,5 \text{ kN}$$

Pelat sambung siku 1000.100.14 :

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$L = 400 \text{ mm} \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

Baut :

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{prlmhn}} = 16 + 1,5 = 17,5$$

$$T_b = 9500 \text{ kg}$$

$$A_{\text{baut}} = 200,96 \text{ mm}$$

$$F_{u\text{baut}} = 500 \text{ Mpa}$$

$$i_x = 30,78 \text{ mm}$$

$$K_h = 1 \text{ (Lubang standar)}$$

$$m = 2$$

$$\mu = 0,35 \text{ (Giling bersih)}$$

- Perhitungan Kuat Rencana Baut Tipe Gesek (Friction Type)

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser (V}_{sf}\text{)} &= 1.13 \times \mu \times m \times K_h \times T_b \\ &= 1.13 \times 0.35 \times 2 \times 1 \times 9500 \\ &= 75,14 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Perhitungan jumlah baut

$$\begin{aligned}\text{Jumlah Baut (n)} &= \frac{Vu}{V_{sf}} \\ &= \frac{109,5}{75,14} \\ &= 1,457 = 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

- Jarak Pemasangan Baut

$$\begin{aligned}\text{Untuk jarak S} &= 2,5d_b \leq S \leq 15t_p \\ &= 2,5 \times 16 \leq S \leq 15 \times 14 \\ &= 40 \text{ mm} \leq S \leq 210 \text{ mm} \\ &= 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Untuk jarak S}_1 &= 1,5d_b = S_1 = (4t_p + 100) \\ &= 1,5 \times 16 = S_1 = (4 \times 14 + 100) \\ &= 24 \text{ mm} = S_1 = 156 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.13.6 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder)

- Kontrol *Rupture (Block Shear)*
$$= (50 \times 3 + 25) \times 14 \times 2$$
$$= 4900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{gt} &= S_2 \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 &= 25 \times 14 \times 2 \\
 &= 700 \text{ mm} \\
 A_{nv} &= ((S \times 3 + S_{12}) - 3.5 \times (d_b + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat} \\
 &= ((50 \times 3 + 25) - 3.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\
 &= 3185 \text{ mm} \\
 A_{nt} &= ((S_2 - 0.5 \times (d_{b2} + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 &= ((25 - 0.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\
 &= 364 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kuat geser rupture nominal:

$$\begin{aligned}
 N_n &= 0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} \\
 &= 0.6 \times 3185 \times 400 \\
 &= 764400 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kuat tarik rupture nominal :

$$\begin{aligned}
 N_n &= A_{nt} \times f_{ub} \\
 &= 364 \times 400 \\
 &= 145600 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Karena N_n geser $>$ N_n tarik maka :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 \times (0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} + A_{gt}) \\
 \phi R_n &= 0.75 \times (0.6 \times 3185 \times 400 + 700) \\
 \phi R_n &= 573825 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\phi R_n = 5738,25 \text{ kN} > V_u = 109,5 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

• Kontrol Leleh

$$\begin{aligned}
 A_g &= A_g \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\
 A_g &= 6250 \times 2 = 12500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi N_n &= 0.9 \times A_g \times f_y \\
 &= 0.9 \times 12500 \times 290 \\
 &= 3262500 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\phi N_{n2} = 3262,5 \text{ kN} > V_u = 109,5 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Putus

$$\begin{aligned}
 A_e &= A_n \times U \\
 &= ((A_g - 1 \times (d_b + 1.5) \times t_p) \times 2) + (1 - (x/L)) \\
 &= ((6250 - 1 \times (16 + 1.5) \times 14) \times 2) + (1 - (93 / (120 \times 3))) \\
 &= 4375 \times 0,74 \\
 &= 3244,79 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi N_n &= 0.75 \times A_e \times f_u \\
 &= 0.75 \times 3244,79 \times 400 = 1622395.833 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\phi N_n = 1622,39 \text{ kN} > V_u = 109,5 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

6.13.7 Sambungan Cross Frame dengan Transverse Stiffner

- Data

$$V_u = 346,7 \text{ kN}$$

Pelat sambung siku 1000.100.14 :

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$L = 400 \text{ mm} \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

Baut :

$$D_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$$

$$D_{\text{prlmhn}} = 16 + 1,5 = 17,5$$

$$T_b = 9500 \text{ kg}$$

$$A_{\text{baut}} = 200,96 \text{ mm}$$

$$F_{u\text{baut}} = 500 \text{ Mpa}$$

$$i_x = 30,78 \text{ mm}$$

$$K_h = 1 \text{ (Lubang standar)}$$

$$m = 2$$

$$\mu = 0,35 \text{ (Giling bersih)}$$

- Perhitungan Kuat Rencana Baut Tipe Gesek (Friction Type)

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat Geser (V}_{sf}) &= 1.13 \times \mu \times m \times k_h \times T_b \\
 &= 1.13 \times 0.35 \times 2 \times 1 \times 9500 \\
 &= 75,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ Perhitungan jumlah baut

$$\text{Jumlah Baut (n)} = \frac{V_u}{V_{sf}}$$

$$= \frac{346,7}{75,14}$$

$$= 4,6 = 5 \text{ buah}$$

- Jarak Pemasangan Baut

$$\begin{aligned} \text{Untuk jarak } S &= 2,5d_b \leq S \leq 15t_p \\ &= 2,5 \times 16 \leq S \leq 15 \times 14 \\ &= 40 \text{ mm} \leq S \leq 210 \text{ mm} \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk jarak } S_1 &= 1,5d_b = S_1 = (4t_p + 100) \\ &= 1,5 \times 16 = S_1 = (4 \times 14 + 100) \\ &= 24 \text{ mm} = S_1 = 156 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.13.8 Kontrol Pelat Penyambung (Sambungan Box girder)

Kontrol Rupture (Block Shear)

$$\begin{aligned} &= (50 \times 3 + 25) \times 14 \times 2 \\ &= 4900 \text{ mm} \\ A_{gt} &= S_2 \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\ &= 25 \times 14 \times 2 \\ &= 700 \text{ mm} \\ A_{nv} &= ((S \times 3 + S_{12}) - 3.5 \times (d_b + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat} \\ &= ((50 \times 3 + 25) - 3.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\ &= 3185 \text{ mm} \\ A_{nt} &= ((S_2 - 0.5 \times (d_b + 1.5)) \times t_p \times \text{Jumlah Pelat Siku} \\ &= ((25 - 0.5 \times (16 + 1.5)) \times 14 \times 2 \\ &= 364 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser rupture nominal:

$$\begin{aligned} N_n &= 0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} \\ &= 0.6 \times 3185 \times 400 \\ &= 764400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kuat tarik rupture nominal :

$$\begin{aligned} N_n &= A_{nt} \times f_{ub} \\ &= 364 \times 400 \end{aligned}$$

$$= 145600 \text{ Mpa}$$

Karena $N_n \text{ geser} > N_n \text{ tarik}$ maka :

$$\phi R_n = 0.75 \times (0.6 \times A_{nv} \times f_{ub} + A_{gt})$$

$$\phi R_n = 0.75 \times (0.6 \times 3185 \times 400 + 700)$$

$$\phi R_n = 573825 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi R_n = 5738,25 \text{ kN} > V_u = 346,7 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

• Kontrol Leleh

$$A_g = A_g \times \text{Jumlah Pelat Siku}$$

$$A_g = 6250 \times 2 = 12500 \text{ mm}$$

$$\phi N_n = 0.9 \times A_g \times f_y$$

$$= 0.9 \times 12500 \times 290$$

$$= 3262500 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi N_{n2} = 3262,5 \text{ kN} > V_u = 346,7 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

□ Kontrol Putus

$$A_e = A_n \times U$$

$$= ((A_g - 1 \times (d_b + 1.5) \times t_p) \times 2) + (1 - (x/L))$$

$$= ((6250 - 1 \times (16 + 1.5) \times 14) \times 2) + (1 - (93 / (120 \times 3)))$$

$$= 4375 \times 0,74$$

$$= 3244,79 \text{ mm}$$

$$\phi N_n = 0.75 \times A_e \times f_u$$

$$= 0.75 \times 3244,79 \times 400 = 1622395.833 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\phi N_n = 1622,39 \text{ kN} > V_u = 346,7 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

6.13.9 Sambungan Lateral Bracing dengan Box Girder

Sambungan menggunakan tipe sambungan pojok (Corner Joint) dengan bantuan las tumpul penetrasi penuh. Sambungan las akan dikontrol tahanan nominal nya terhadap

gaya dalam yang terjadi. Berdasarkan AISC-LRFD hal 8-141.

- Data

Profil Lateral Bracing L 152 x 152 x 12,7

$R_u = 308,4 \text{ kN} = 30840 \text{ kg}$

Mutu las (F_{E60xx}) = $60 \times 70,3 = 4218 \text{ kg/cm}^2$

Mutu baja (f_y) = 450 Mpa

$L = 152 \text{ mm}$

Tebal las = 11 mm

Luas efektif = 1672 mm^2

Dibebani gaya tarik dan tekan

$$\begin{aligned} \emptyset.Rnw (\text{bahan dasar}) &= 0,9 \times \text{luas efektif} \times f_y \\ &= 0,9 \times 16,72 \times 45,0 \\ &= 67716 \text{ kg} \geq 30840 \text{ kg} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

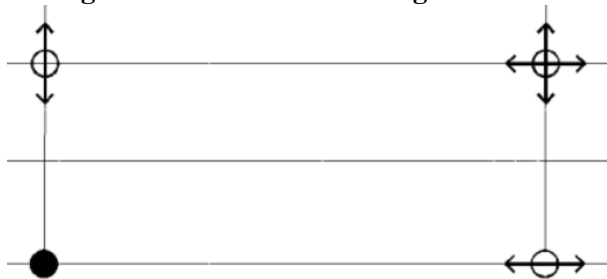
$$\begin{aligned} \emptyset.Rnw (\text{las}) &= 0,9 \times \text{luas efektif} \times f_{uw} \\ &= 0,9 \times 16,72 \times 4218 \\ &= 63472,464 \text{ kg} \geq 30840 \text{ kg} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Dibebani gaya geser

$$\begin{aligned} \emptyset.Rnw (\text{bahan dasar}) &= 0,9 \times \text{luas efektif} \times 0,6 \times f_y \\ &= 0,9 \times 16,72 \times 0,6 \times 45,0 \\ &= 40639,6 \text{ kg} \geq 30840 \text{ kg} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.Rnw (\text{las}) &= 0,8 \times \text{luas efektif} \times 0,6 \times f_{uw} \\ &= 0,8 \times 16,72 \times 0,6 \times 4218 \\ &= 33851,9808 \text{ kg} \geq 30840 \text{ kg} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

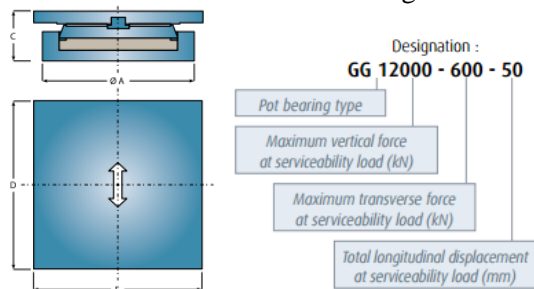
6.14 Perhitungan Perletakan Pot Bearing



Denah Penempatan Posisi Pot Bearing

a. *Unidirectional pot bearing*

Jenis perletakan ini hanya memungkinkan 1 gerakan arah lateral, dimana desain pergerakan maximum yang diijinkan adalah tertera di dalam tabel Pot Bearing.



Gambar 4. 47 Type Perletakan Unidirectional

Dari hasil analisa SAP 2000 diperoleh reaksi dan pergerakan pada perletakan (join 550) untuk pot bearing arah x adalah akibat (Combo: Kuat 1).

- Translasi X = mm
- H = 319.659 kN
- V = 7407.943 kN

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan reaksi dan pergerakan pada perletakan (join 433) untuk pot bearing arah y adalah akibat (Combo: Kuat 1).

- Translasi Y = 29.5 mm
- H = 1686 kN
- V = 3861.5 kN

Dari hasil reaksi vertikal pada perletakan pot bearing, maka akan direncanakan unidirectional pot bearing tipe GG18000900-50. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat pada table dibawah.

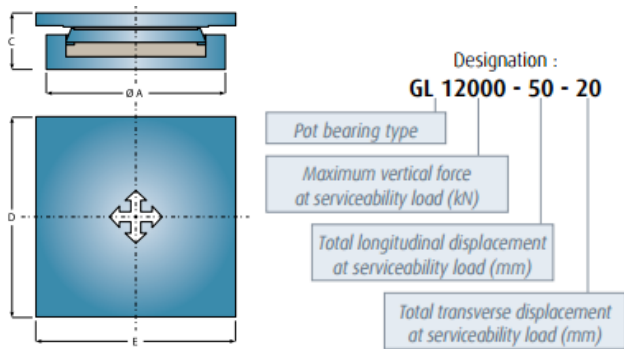
Tabel 4. 10 Dimensi Unidirectional Pot Bearing
Unidirectional pot bearing: TETRON CD®/ GG

Designation	Ø A (mm)	D (mm)	E (mm)	C (mm)	Weight (kg)
GG 500 • 50 • 50	205	270	235	100	30
GG 1000 • 100 • 50	270	325	290	104	45
GG 1500 • 150 • 50	325	365	330	104	60
GG 2000 • 200 • 50	355	390	380	109	80
GG 2500 • 250 • 50	400	425	415	113	100
GG 3000 • 300 • 50	430	445	440	118	120
GG 3500 • 350 • 50	460	475	470	123	145
GG 4000 • 400 • 50	490	505	505	123	160
GG 4500 • 450 • 50	520	535	535	137	200
GG 5000 • 500 • 50	550	565	565	142	230
GG 6000 • 500 • 50	590	615	615	162	295
GG 7000 • 500 • 50	620	660	660	162	350
GG 8000 • 500 • 50	660	705	705	167	415
GG 9000 • 500 • 50	690	745	745	181	500
GG 10000 • 500 • 50	730	785	785	185	560
GG 12000 • 600 • 50	820	860	860	184	675
GG 14000 • 700 • 50	870	930	930	213	930
GG 16000 • 800 • 50	935	995	995	242	1245
GG 18000 • 900 • 50	1000	1055	1055	246	1400
GG 20000 • 1000 • 50	1050	1110	1110	265	1710
GG 24000 • 1200 • 50	1160	1215	1215	284	2200
GG 28000 • 1400 • 50	1255	1315	1315	327	2970
GG 30000 • 1500 • 50	1300	1360	1360	336	3300
GG 35000 • 1750 • 50	1410	1470	1470	365	4240
GG 40000 • 2000 • 50	1510	1570	1570	363	4780
GG 45000 • 2250 • 50	1605	1665	1665	382	5690
GG 50000 • 2500 • 50	1695	1755	1755	410	6800

Values given for information only

b. Multidirectional pot bearing

Jenis perletakan ini hanya memungkinkan 2 gerakan



Gambar 4. 48 Type Perletakan Multidirectional

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan reaksi dan pergerakan pada perletakan (join 422) untuk pot bearing arah x dan arah y adalah akibat (Combo: Kuat 1).

- Translasi X = 248 mm
- Translasi Y = 1.795 mm
- V = 7242.884 kN

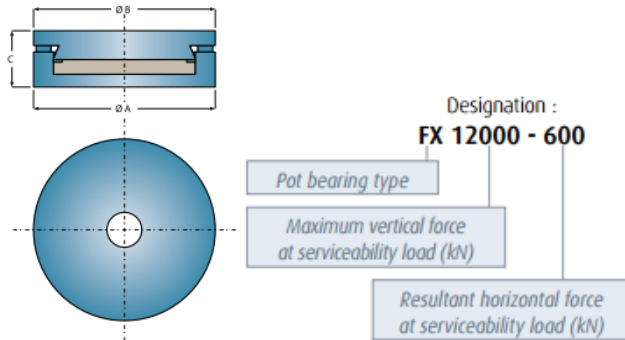
Dari hasil reaksi vertikal pada perletakan pot bearing, maka akan direncanakan multidirectional pot bearing tipe GL8000-50-20. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat seperti pada table dibawah.

Multidirectional pot bearing: TETRON CD®/ GL

Designation	Ø A (mm)	D (mm)	E (mm)	C (mm)	Weight (kg)
GL 500 • 50 • 20	170	245	225	90	25
GL 1000 • 50 • 20	225	290	175	90	35
GL 1500 • 50 • 20	270	330	315	94	45
GL 2000 • 50 • 20	310	370	355	99	60
GL 2500 • 50 • 20	345	410	395	99	75
GL 3000 • 50 • 20	375	435	430	108	95
GL 3500 • 50 • 20	405	460	465	108	110
GL 4000 • 50 • 20	435	500	495	108	125
GL 4500 • 50 • 20	465	525	530	118	155
GL 5000 • 50 • 20	495	555	550	112	175
GL 6000 • 50 • 20	545	610	605	122	215
GL 7000 • 50 • 20	590	655	655	142	290
GL 8000 • 50 • 20	635	695	695	157	275
GL 9000 • 50 • 20	680	745	740	156	425
GL 10000 • 50 • 20	720	785	785	170	520
GL 12000 • 50 • 20	795	855	860	169	595
GL 14000 • 50 • 20	860	920	920	208	925
GL 16000 • 50 • 20	925	985	985	232	1185
GL 18000 • 50 • 20	985	1045	1045	244	1405
GL 20000 • 50 • 20	1040	1100	1100	250	1610
GL 24000 • 50 • 20	1145	1205	1205	274	2135
GL 28000 • 50 • 20	1240	1300	1300	293	2685
GL 30000 • 50 • 20	1285	1345	1345	317	3095
GL 35000 • 50 • 20	1395	1455	1455	327	3765
GL 40000 • 50 • 20	1495	1555	1555	356	4715
GL 45000 • 50 • 20	1590	1650	1650	365	5455
GL 50000 • 50 • 20	1680	1740	1740	389	6490

*Values given for information only***c. Fixed pot bearing**

Jenis perletakan ini hanya tidak memungkinkan adanya gerakan arah lateral.



Gambar 4. 49 Type Perletakan Fixed

Dari hasil analisa SAP 2000 didapatkan reaksi dan pergerakan pada perletakan (joint 532) untuk pot bearing arah x dan arah y adalah akibat (Combo: Kuat 1).

- Translasi X = 0 mm
- Translasi Y = 0 mm
- H = 1235.463kN
- V = 7173.629kN

Akan direncanakan fixed pot bearing tipe FX28000-1400. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat seperti pada table dibawah:

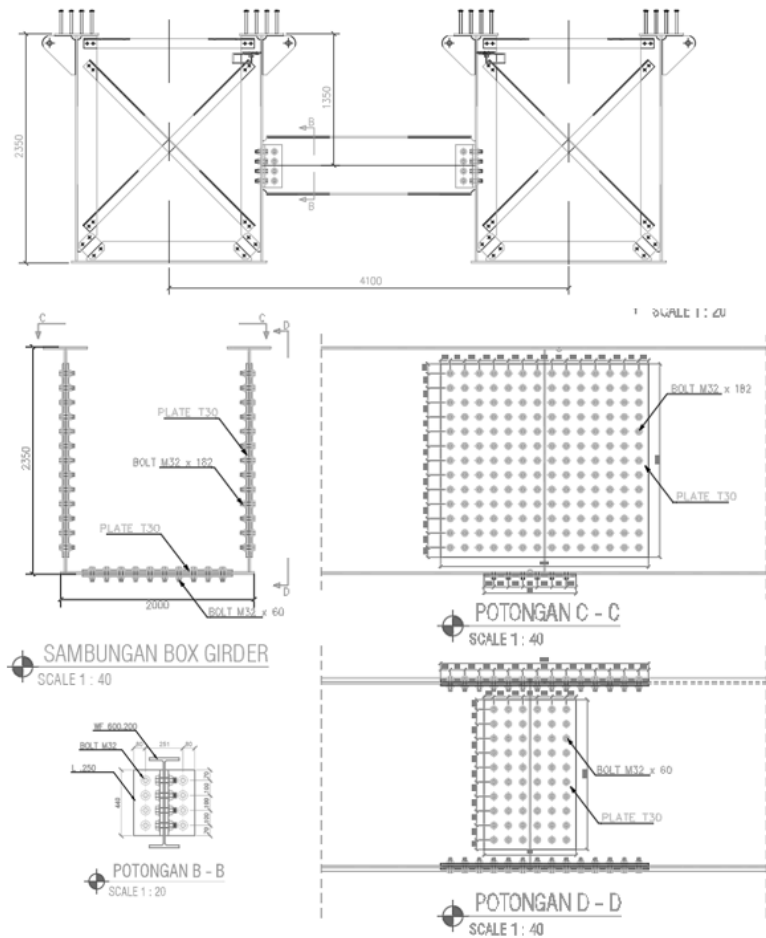
Tabel 4. 12 Dimensi Fixed Pot Bearing

Fixed pot bearing: TETRON CD®/ FX

Designation	Ø A (mm)	Ø B (mm)	C (mm)	Weight (kg)
FX 500 - 50	180	200	69	15
FX 1000 - 100	255	265	69	25
FX 1500 - 150	295	320	78	40
FX 2000 - 200	345	365	88	60
FX 2500 - 250	385	415	93	75
FX 3000 - 300	420	450	97	95
FX 3500 - 350	460	490	97	110
FX 4000 - 400	480	520	107	135
FX 4500 - 450	510	560	117	170
FX 5000 - 500	570	600	106	205
FX 6000 - 500	580	640	136	255
FX 7000 - 500	620	670	145	305
FX 8000 - 500	660	710	145	340
FX 9000 - 500	690	750	164	430
FX 10000 - 500	730	795	163	470
FX 12000 - 600	835	865	162	565
FX 14000 - 700	905	935	170	685
FX 16000 - 800	945	997	190	865
FX 18000 - 900	1000	1055	209	1085
FX 20000 - 1000	1095	1125	197	1135
FX 24000 - 1200	1190	1220	216	1475
FX 28000 - 1400	1260	1320	285	2400
FX 30000 - 1500	1305	1375	294	2670
FX 35000 - 1750	1415	1475	312	3280
FX 40000 - 2000	1515	1585	321	3865
FX 45000 - 2250	1610	1680	330	4415
FX 50000 - 2500	1700	1770	368	5620

Values given for information only

6.15 Gambar Hasil Perhitungan Struktur Atas Jembatan

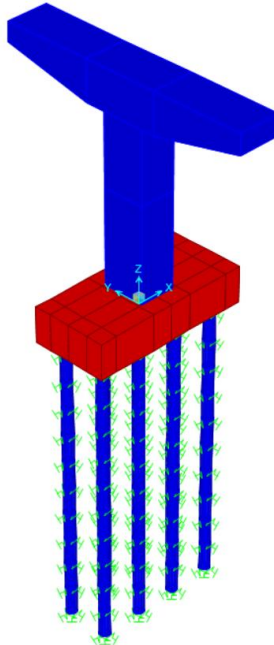


Gambar 6. 10 Gambar hasil perhitungan struktur atas

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII PERHITUNGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

7.1 Permodelan Struktur Bangunan Bawah

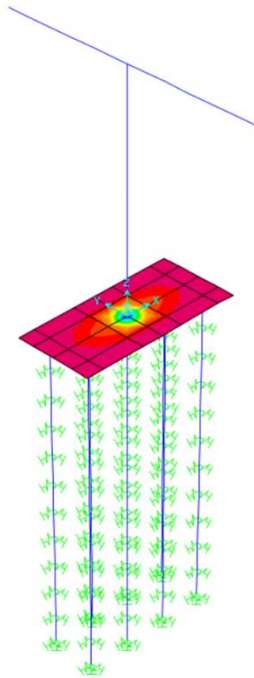


Gambar 7. 1 Permodelan bangunan bawah

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka untuk Analisa struktur bangunan bawah menggunakan program bantu **SAP 2000 V15**.

- Mendefinisikan mutu bahan yang akan digunakan.
 - a. Mutu beton, $f_c' = 30 \text{ Mpa}$

- b. Mutu baja, BJ-50
- c. Modulus Elastisitas Beton (E) = $4700 \times \sqrt{f'c}$
- Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur.
- Mendefinisikan jenis profil yang akan digunakan.
 - a. Struktur utama menggunakan box girder baja.
- Mendefinisikan kombinasi pembebanan. Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka kombinasi tidak perlu dikalikan dengan faktor lagi. Kombinasi pembebanan terdiri dari:
 - a. Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
 - b. Kombinasi beban sementara akibat angin
 - c. Kombinasi beban sementara akibat gempa
- Memodelkan struktur sesuai gambar rencana yang telah dibuat.
 - Pier head dimodelkan sebagai frame yang berfungsi sebagai elemen balok beton.
 - Pier column dimodelkan sebagai frame yang berfungsi sebagai kolom yang menerima beban dari frame balok pier head di atasnya. Pile cap dimodelkan sebagai shell.
 - Borepile dimodelkan sebagai elemen frame kolom beton dengan segmentasi setiap 2 meter. Di mana pada joint antar segmen ini diberi perletakan pegas. Segmen borepile pada 2 meter paling atas akan dianalisa tersendiri khususnya terhadap jumlah tulangan. Hal ini mempertimbangkan momen yang masih cukup besar hingga kedalaman titik jepit tiang.
- Menginput beban-beban yang bekerja.
- Menjalankan proses analisa struktur.
- Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja untuk mengontrol kemampuan elemen struktur dalam menanggung beban. Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
 - a. Momen
 - b. Geser



Gambar 7. 3 Momen pada pile cap

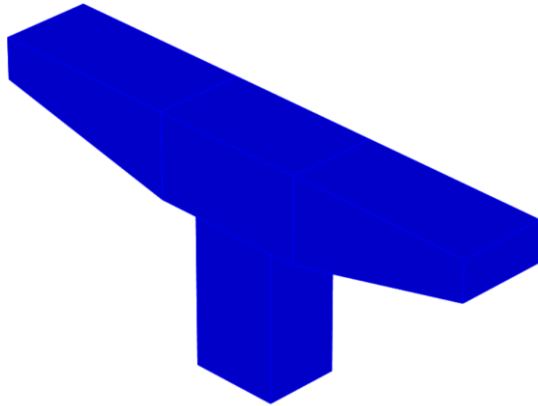
7.2 Pier Head

6.1. Umum

Desain struktur bawah pada perencanaan elevated bridge pada ruas Jalan Tol Jakarta Cikampek II ini direncanakan menggunakan pilar dengan kolom tunggal. Perencanaan desain pilar menggunakan metode cast in-situ untuk kolom dan kepala pilar (pier head).

6.2. Desain *Pier Head*

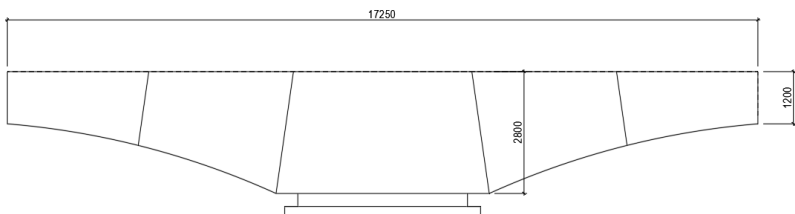
Perencanaan kepala pilar (*pier head*) menggunakan beton mutu K-600 dengan baja prategang (*prestressed concrete*).



Gambar 7. 4 Permodelan pada pier head menggunakan SAP 2000

6.2.1. Analisa Struktur *Pier Head*

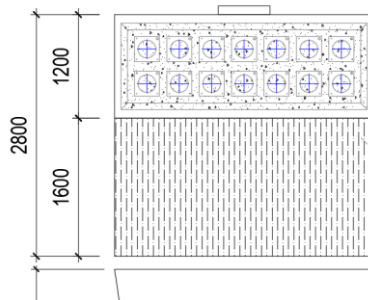
Analisa struktur *pier head* ini merupakan perhitungan untuk menentukan gaya prategang awal pada tendon *pier head* yang digunakan untuk menahan beban yang terjadi.



Dimensi Pier Head

6.2.1.1. Penentuan Letak Tendon

Tendon direncanakan sebanyak 14 duct pada penampang *pier head*. Ditentukan dalam perhitungan, tendon dibagi menjadi 2 kurva dengan setiap kurva terdapat 7 duct dengan tinggi (Y) yang sama.



Letak Tendon Pier Head

X (m)	Kurva Tendon					
	1			2		
	Y (m)	e (m)	$\bar{\alpha}$	Y (m)	e (m)	$\bar{\alpha}$
0	0.8	0.2	-1.32836	0.4	0.2	-3.979382
3.25	1.4181636	0.5396636	-0.827909	1.1404909	0.2619909	-2.482346
6.375	2.4931947	1.0931947	-0.346586	2.2795841	0.8795841	-1.039658
8.625	2.5	1.1	0	2.3	0.9	0
10.875	2.4931947	1.0931947	0.3465865	2.2795841	0.8795841	1.0396581
14	1.4181636	0.5396636	0.8279091	1.1404909	0.2619909	2.4823459
17.25	0.8	0.2	1.3283597	0.4	0.2	3.9793825

6.2.1.2. Analisa Pembebanan

Momen pada *pier head* ini digunakan momen terfaktor yaitu momen kombinasi Allow 2 (D).

Momen pada Pier Head

X (m)	Momen (tm)	Kombinasi
0 (Ujg. Kiri)	0	
3.25	1937.26048	Allow 2 (D)
6.375	6373.65319	Allow 2 (D)
8.625 (Tumpuan)	10297.2632	Allow 2 (D)
10.875	6373.65319	Allow 2 (D)
14	1937.26048	Allow 2 (D)
17.25 (Ujg. Kanan)	0	

6.2.1.3. Gaya Prategang Awal

Setelah didapat momen pada masing-masing segmen, selanjutnya menghitung kebutuhan tendon sesuai rumus berikut :

$$f_c = -\frac{F_o}{A} \pm \frac{F_o \cdot e \cdot y}{I} \mp \frac{M \cdot y}{I}$$

Dan tegangan yang terjadi harus memenuhi persyaratan yaitu :

- Pada serat bawah, pada kondisi beban sementara atau transfer prategang, beton dalam keadaan tertekan $0,6 f_{ci} = 22,5 \text{ MPa}$
- Pada serat atas, beton diizinkan mengalami Tarik dengan tegangan izin $0,25 \sqrt{f'_c} = 1,767 \text{ MPa}$

❖ Tegangan pada $X = 8,625 \text{ m}$ (Tumpuan) pada Kurva Tendon 1 :
 Karena pada jarak $X = 8,625 \text{ m}$ ini memiliki momen negatif, sehingga perlu gaya prategang (F) pada bagian atas *pier head*. Parameter *pier head* :

$$A = 8,4 \text{ m}^2$$

$$y_a = 1,4 \text{ m}$$

$$y_b = 1,4 \text{ m}$$

$$I = 5,488 \text{ m}^4$$

$$M = 10297,26 \text{ tm} / 2 = 5148,63 \text{ tm (momen per kurva)}$$

Letak tendon (e) telah ditentukan sebesar $1,1 \text{ m}$ dari eksentrisitas.

Karena hanya diinginkan terjadinya tegangan tekan, maka tegangan tarik pada serat atas (f_b) = 0 MPa .

Serat atas,

$$0 = -\frac{F}{8,4 \cdot 10^6} - \frac{F \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} + \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}}$$

$$0 = -1,19 \cdot 10^{-7} F - 2,806 \cdot 10^{-7} F + 13,134$$

$$F = 3,286 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Serat bawah,

$$-22,5 = -\frac{F}{8,4 \cdot 10^6} + \frac{F \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} - \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}}$$

$$0 = -1,19 \cdot 10^{-7} F + 2,806 \cdot 10^{-7} F - 13,134$$

$$F = -5,796 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table.

Dari tabel digunakan nilai $F = 2,043 \cdot 10^7$ N dengan menganggap kehilangan gaya prategang awal sebesar 15% sehingga nilai gaya prategang saat *jecking force* adalah,

$$F_o = \frac{F}{0,85} = \frac{2,043 \cdot 10^7}{0,85} = 2,403 \cdot 10^7$$

6.2.1.4. Perencanaan Kabel Tendon

Pada tahap ini, baja pratekan (tendon) direncanakan menggunakan kabel jenis *strand seven wires stress relieved* (7 kawat untai). Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik dari baja pratekan yang digunakan :

- Diameter = 15,2 mm
- Luas nominal (A_s) = 140 mm²
- Nominal massa = 1,102 kg/m
- Minimum breaking load = 260,7 kN
- Modulus elastisitas (E_s) = 200000 MPa
- Batas leleh = 0,82 $f_{py} = 1374,261$ MPa
- Batas putus = 0,74 $f_{pu} = 1377,986$ MPa
- $f_{py} = 1675$ MPa
- $f_{pu} = 1860$ MPa

Contoh perhitungan pada $X = 8,625$ m (Tumpuan) pada Kurva Tendon 1 :

$$F_o = 2,403 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Jumlah strand untuk 1 web :

$$A_{ps} = \frac{\frac{F_o}{7}}{0,82 f_{py}} = \frac{2,403 \cdot 10^7}{7 \cdot 1374,261} = 2498,538 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan 1 duct :

$$\frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{1}{1} \times \frac{2498,538}{140} = 17,846 \text{ strand} \sim 22 \text{ strand}$$

Maka untuk menahan momen yang terjadi, direncanakan 7 duct dengan jenis 1 VSL 22 Sc pada kurva tendon 1.

$$\begin{aligned}
 F &= (7 \times 22) \times 260,7 \text{ kN} \\
 &= 40147800 \text{ N} > F_o = 2,403 \cdot 10^7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tegangan pada $X = 8,625 \text{ m}$ (Tumpuan) pada Kurva Tendon 1 :

Parameter *pier head* :

$$\begin{aligned}
 A &= 8,4 \text{ m}^2 \\
 y_a &= 1,4 \text{ m} \\
 y_b &= 1,4 \text{ m} \\
 I &= 5,488 \text{ m}^4 \\
 M &= 5148,63 \text{ tm (momen per kurva)} \\
 e &= 1,1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Serat atas,

$$\begin{aligned}
 f_a &= -\frac{4,014 \cdot 10^7}{8,4 \cdot 10^6} - \frac{4,014 \cdot 10^7 \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} + \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} \\
 &= -4,779 - 11,265 + 13,134 \\
 &= -2,911 \text{ MPa} < 0,6 f_{ci} = 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Serat bawah,

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{4,014 \cdot 10^7}{8,4 \cdot 10^6} + \frac{4,014 \cdot 10^7 \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} - \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} \\
 &= -4,779 + 11,265 - 13,134 \\
 &= -6,647 \text{ MPa} < 0,6 f_{ci} = 22,5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Setelah perhitungan kontrol tegangan pada masing-masing kurva tendon, kemudian dijumlahkan dengan masing-masing serat atas-bawah pada kurva tendon 1 dan 2. Perhitungan kontrol tegangan total dapat dilihat pada tabel.

Perhitungan F perlu

X (m)	A	Ya	Yb	e	I	Momen	f ijin tarik (MPa)	f ijin tekan (MPa)	F/A	F.e.y/I (MPa)		Mg.y/I (MPa)		F perlu (N)	
	m2	m	m	m	m	tm	0,25 vf'c	0,6 fci	MPa	atas	bawah	atas	bawah	F1	F2
Kurva Tendon 1															
0 (Ujg. Kiri)	3.6	0.6	0.6	0.2	4.2	0	1.767767	-22.5	-2.7778E-07 F	-2.8571E-08 F	2.8571E-08 F	0	0	0	90286624.2
3.25	5.271	0.8785	0.8785	0.5397	4.2	968.63			-1.8972E-07 F	-1.1288E-07 F	1.1288E-07 F	2.02605	-2.0261	6695545.032	266457137.9
6.375	8.4	1.4	1.4	1.0932	5.488	3186.83			-1.1905E-07 F	-2.7888E-07 F	2.7888E-07 F	8.12966	-8.1297	20430191.1	-89910954.38
8.625 (Tumpuan)	8.4	1.4	1.4	1.1	5.488	5148.63			-1.1905E-07 F	-2.8061E-07 F	2.8061E-07 F	13.1343	-13.134	32863605.96	-57968974.74
10.875	8.4	1.4	1.4	1.0932	5.488	3186.83			-1.1905E-07 F	-2.7888E-07 F	2.7888E-07 F	8.12966	-8.1297	20430191.1	-89910954.38
14	5.271	0.8785	0.8785	0.5397	4.2	968.63			-1.8972E-07 F	-1.1288E-07 F	1.1288E-07 F	2.02605	-2.0261	6695545.032	266457137.9
17.25 (Ujg. Kanan)	3.6	0.6	0.6	0.2	4.2	0			-2.7778E-07 F	-2.8571E-08 F	2.8571E-08 F	0	0	0	90286624.2
Kurva Tendon 2															
0 (Ujg. Kiri)	3.6	0.6	0.6	0.2	4.2	0	1.767767	-22.5	-2.7778E-07 F	2.8571E-08 F	-2.8571E-08 F	0	0	0	73445595.85
3.25	5.271	0.8785	0.8785	0.262	4.2	968.63			-1.8972E-07 F	-5.48E-08 F	5.48E-08 F	2.02605	-2.0261	8285930.832	151751540.4
6.375	8.4	1.4	1.4	0.8796	5.488	3186.83			-1.1905E-07 F	-2.2438E-07 F	2.2438E-07 F	8.12966	-8.1297	23671864.29	-136423717.3
8.625 (Tumpuan)	8.4	1.4	1.4	0.9	5.488	5148.63			-1.1905E-07 F	-2.2959E-07 F	2.2959E-07 F	13.1343	-13.134	37672914.15	-84723886.15
10.875	8.4	1.4	1.4	0.8796	5.488	3186.83			-1.1905E-07 F	-2.2438E-07 F	2.2438E-07 F	8.12966	-8.1297	23671864.29	-136423717.3
14	5.271	0.8785	0.8785	0.262	4.2	968.63			-1.8972E-07 F	-5.48E-08 F	5.48E-08 F	2.02605	-2.0261	8285930.832	151751540.4
17.25 (Ujg. Kanan)	3.6	0.6	0.6	0.2	4.2	0			-2.7778E-07 F	2.8571E-08 F	-2.8571E-08 F	0	0	0	73445595.85

Perhitungan Tendon dan Kontrol Tegangan

X (m)	F pakai	Fo	Kebutuhan Tendon	Jenis Tendon	F (N) sesuai VSL	Momen (tm)	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F.e.y/l (MPa)		Mg y/l (MPa)		Resultan (MPa)	
	N	N					0,25 vƒc	0,6 fci	MPa	atas	bawah	atas	bawah	atas	bawah
Kurva Tendon 1															
0 (Ujig. Kiri)	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	0	1.768 MPa	-22.5 MPa	-11.1522	-1.14708	1.14708	0	0	-12.2992	-10.0051
3.25	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	968.63			-7.61673	-4.53187	4.53187	2.02605	-2.02605	-10.1226	-5.11092
6.375	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	3186.83			-4.7795	-11.1963	11.1963	8.12966	-8.12966	-7.84611	-1.71289
8.625 (Tumpuan)	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	5148.63			-4.7795	-11.266	11.266	13.1343	-13.1343	-2.9112	-6.6478
10.875	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	3186.83			-4.7795	-11.1963	11.1963	8.12966	-8.12966	-7.84611	-1.71289
14	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	968.63			-7.61673	-4.53187	4.53187	2.02605	-2.02605	-10.1226	-5.11092
17.25 (Ujig. Kanan)	20430191.1	24035518.94	17.846706	22 Sc	40147800	0			-11.1522	-1.14708	1.14708	0	0	-12.2992	-10.0051
Kurva Tendon 2															
0 (Ujig. Kiri)	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	0	1.768 MPa	-22.5 MPa	-11.1522	1.14708	-1.14708	0	0	-10.0051	-12.2992
3.25	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	968.63			-7.61673	-2.20009	2.20009	2.02605	-2.02605	-7.79077	-7.4427
6.375	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	3186.83			-4.7795	-9.00851	9.00851	8.12966	-8.12966	-5.65835	-3.90065
8.625 (Tumpuan)	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	5148.63			-4.7795	-9.21761	9.21761	13.1343	-13.1343	-0.86284	-8.69616
10.875	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	3186.83			-4.7795	-9.00851	9.00851	8.12966	-8.12966	-5.65835	-3.90065
14	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	968.63			-7.61673	-2.20009	2.20009	2.02605	-2.02605	-7.79077	-7.4427
17.25 (Ujig. Kanan)	23671864.29	27849252.11	20.6784558	22 Sc	40147800	0			-11.1522	1.14708	-1.14708	0	0	-10.0051	-12.2992

Tegangan Total

Segmen	f Pier Head				f Total (MPa)		Ket.
	Tendon 1		Tendon 2				
	fa	fb	fa	fb	fa	fb	
0 (Ujg. Kiri)	-12.2992	-10.0051	-10.0051	-12.2992	-22.3043	-22.3043	OK
3.25	-10.1226	-5.11092	-7.79077	-7.4427	-17.9133	-12.5536	OK
6.375	-7.84611	-1.71289	-5.65835	-3.90065	-13.5045	-5.61354	OK
8.625 (Tumpuan)	-2.9112	-6.6478	-0.86284	-8.69616	-3.77404	-15.344	OK
10.875	-7.84611	-1.71289	-5.65835	-3.90065	-13.5045	-5.61354	OK
14	-10.1226	-5.11092	-7.79077	-7.4427	-17.9133	-12.5536	OK
17.25 (Ujg. Kanan)	-12.2992	-10.0051	-10.0051	-12.2992	-22.3043	-22.3043	OK

6.2.1.5. Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (*Duct*)

Digunakan selongsong tendon untuk *internal prestressed tendon* tipe *corrugated steel ducts* dari VSL untuk ketahanan korosi pada gesekan tendon.



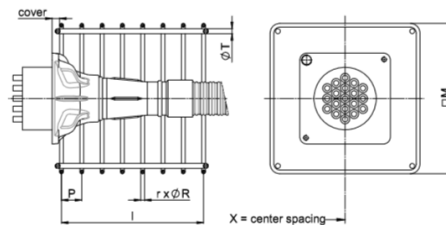
Dimensi selongsong tendon yang digunakan :

Jumlah Strands	Diameter Selongsong (mm)
22	100

6.2.1.6. Pemilihan Angkur Tendon Prategang

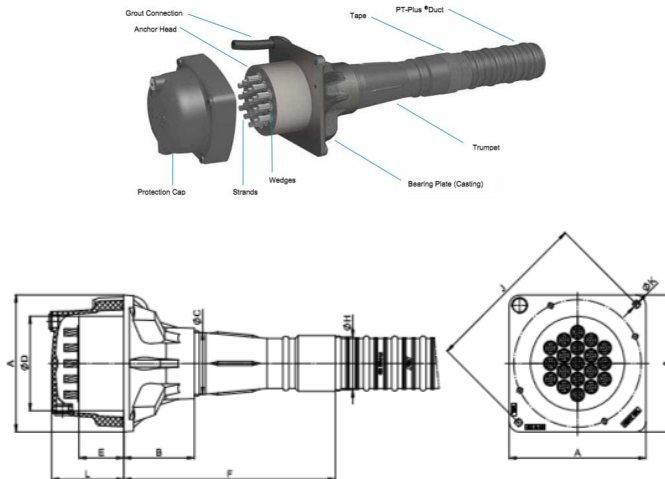
Penarikan pada tendon prategang dilakukan dua arah, maka dipasang angkur hidup tipe GC dengan *stirrup reinforcement*.

Tendon	<i>Stirrup Reinforcement</i>						
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)	T (mm)
6-22	350	70	32	335	6	355	12



Dimensi *Stirrup Reinforcement* Tipe GC

Tendon	A	B	ϕC	ϕD	E	F	ϕH	J	L
6-22	320	150	153	220	100	640	112	400	160



Angkut Hidup Tipe GC

6.2.2. Analisa Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang (*loss prestressed*) dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu :

1. Kehilangan gaya prategang langsung, yaitu kehilangan gaya prategang yang terjadi segera setelah peralihan gaya prategang (waktu jangka pendek), yang meliputi :
 - a. Perpendekan Elastis
 - b. Gesekan Kabel dan *Wobble effect*
 - c. Slip Angkur
2. Kehilangan gaya prategang berdasarkan fungsi waktu, yaitu kehilangan gaya prategang yang tergantung pada waktu (jangka waktu tertentu), yang meliputi :
 - a. Rangkak Beton (*Creep*)
 - b. Susut Beton (*Shrinkage*)
 - c. Relaksasi Baja (*Relaxation*)

6.2.2.1. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Langsung Akibat Perpendekan Elastis (ES)

Beton mengalami perpendekan pada saat gaya prategang bekerja pada beton. Karena tendon yang melekat pada beton disekitarnya secara simultan juga memendek maka tendon tersebut juga akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya. Berikut adalah persamaan yang berkaitan tentang masalah ini :

$$f_{cir} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e^2}{I} + \frac{M_g \cdot e}{I} \leq \sigma_{ci}$$

$$\Delta f_s = K_{es} \cdot \frac{E_s \cdot f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dimana :

f_{cir} = Tegangan beton pada garis yang melalui titik berat saja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton.

Δf_s = Perpendekan elastis beton

E_s = 200000 MPa

K_{es} = 0,5 untuk komponen struktur pasca tarik kabel – kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama

F_o = 0,9 F_i

Contoh perhitungan pada tumpuan ($x = 8,625$ m) kurva tendon 1 :

E_c = modulus elastisitas beton = 33234,0187 MPa

$$f_{cir} = -\frac{4,014 \cdot 10^7}{8,4 \cdot 10^6} - \frac{4,014 \cdot 10^7 \cdot 817,5^2}{5,488 \cdot 10^{12}} + \frac{5148,63 \cdot 10^7}{5,488 \cdot 10^{12}}$$

$$= -4,779 - 8,851 + 10,319$$

$$= -3,311 \text{ MPa} < 0,6 f_{ci} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_s = 0,5 \cdot \frac{200000 \cdot 3,311}{33234,0187} = 9,964 \text{ MPa}$$

$$\% \text{LOSS} = \frac{E_s}{0,7 \cdot f_{pu}} \cdot 100\% = \frac{9,964}{0,7 \cdot 1344,99} \cdot 100\% = 0,723\%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Perpendekan Elastis

X (m)	Fo	Mg	e	A	I	Fo/A	Fo.(e ² /I)	Mg.e/I	fcir	Ec	Es	ES	% LOSS
	N	tm	m	m2	m4	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Kurva Tendon 1													
0 (Ujig. Kiri)	40147800	0	0.2	3.6	4.2	-11.1522	-0.38236	0	-11.5345	33234	200000	34.707	2.51868
8.625 (Tumpuan)	40147800	5148.632	1.1	8.4	5.488	-4.7795	-8.8518291	10.3198	-3.31155			9.96434	0.72311
17.25 (Ujig. Kanan)	40147800	0	0.2	3.6	4.2	-11.1522	-0.38236	0	-11.5345			34.707	2.51868
Kurva Tendon 2													
0 (Ujig. Kiri)	40147800	0	0.2	3.6	4.2	-11.1522	-0.38236	0	-11.5345	33234	200000	34.707	2.51868
8.625 (Tumpuan)	40147800	5148.632	0.9	8.4	5.488	-4.7795	-5.9256046	8.44346	-2.26165			6.80522	0.49385
17.25 (Ujig. Kanan)	40147800	0	0.2	3.6	4.2	-11.1522	-0.38236	0	-11.5345			34.707	2.51868

Akibat Gesekan dan *Wobble Effect* (F_x)

Kehilangan gaya prategang akibat pengaruh kelengkungan dihasilkan dari kelengkungan tendon yang diinginkan sebagai tambahan pada penyimpangan turun naiknya selubung (*duct*). Kehilangan gaya prategang ini tergantung pula pada koefisien gesekan diantara bahan yang bersentuhan dan tekanan yang disebabkan oleh tendon. Adapun rumus umum kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$F_x = f_o \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha - K \cdot L)}$$

Dimana :

F_x = Gaya prategang akhir sesudah loss akibat *wobble effect* dan gesekan

F_o = Gaya prategang awal

K = Koefisien *wobble*

μ = Koefisien kelengkungan

L = Panjang balok

α = Perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

Contoh perhitungan pada tumpuan (x = 8,625 m) kurva tendon 1 :

F = 40147800 N

K = 0,002

μ = 0,2

L = 17,25 m

α = 0,24

F_x = F_o . e^{-μ_α+KL}

F_x = 40147800 . e^{-(0,2.0,24+0,002.17,25)}

F_x = 40013388,82 N

$$\%Loss = \frac{F_o - F_x}{F_o} \cdot 100\%$$

$$\%Loss = \frac{40147800 - 40013388,82}{40147800} \cdot 100\%$$

$$\%Loss = 0,341 \%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Wobble Effect (Fx)

X (m)	Fo N	L m	K	K.L m	μ	α̃	μ.α̃	-(μ.α̃ + K.L)	e ^{Λ(-(μ.α̃ + K.L))}	Fx MPa	% LOSS
Kurva Tendon 1											
0 (Ujg. Kiri)	40147800	0	0.002	0	0.2	0.0232	0.0046	-0.004638	1.007491985	40448586.73	0.744
8.625 (Tumpuan)	40147800	17.25	0.002	0.0345	0.2	0.006	0.0012	-0.03571	0.996602275	40011388.82	0.341
17.25 (Ujg. Kanan)	40147800	0	0.002	0	0.2	0.0232	0.0046	-0.004638	1.007491985	40448586.73	0.744
Kurva Tendon 2											
0 (Ujg. Kiri)	40147800	0	0.002	0	0.2	0.0696	0.0139	-0.013913	1.022644766	41056937.55	2.214
8.625 (Tumpuan)	40147800	17.25	0.002	0.0345	0.2	0.0181	0.0036	-0.038129	1.004025423	40309411.88	0.401
17.25 (Ujg. Kanan)	40147800	0	0.002	0	0.2	0.0696	0.0139	-0.013913	1.022644766	41056937.55	2.214

Akibat Slip Angker (Δσ)

Kehilangan prategang akibat Slip Angker dihitung :

$$\Delta\sigma = 2\sigma_o \cdot \left(\frac{\mu \cdot \alpha}{K + L} \right) \cdot X, \quad X = \sqrt{\left(\frac{Es \cdot d}{\sigma_o \left(\frac{\mu \cdot \alpha}{K + L} \right)} \right)}$$

Contoh perhitungan pada tumpuan (x = 8,625 m) kurva tendon 1 :

$$\sigma_o = 0,7 \cdot f_{pu} = 1377,99 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,2$$

$$\alpha = 0,00605$$

$$K = 0,002$$

$$L = 17,25 \text{ m}$$

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

$$d = 1 \text{ mm}$$

menghitung jarak pengaruh slip angker :

$$X = \sqrt{\left(\frac{200000 \cdot 1}{1377,99 \cdot \left(\frac{0,2 \cdot 0,00605}{0,002 + 17,25} \right)} \right)} = 1439 \text{ mm}$$

$$\Delta\sigma = 2 \cdot 1377,99 \cdot \left(\frac{0,2 \cdot 0,00605}{0,002 + 17,25} \right) \cdot 1439 = 0,278 \text{ MPa}$$

$$\%Loss = \frac{0,278}{1377,99} \cdot 100\% = 0,02018 \%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Slip Angker

X (m)	$\bar{\alpha}$	μ	$\mu \cdot \bar{\alpha}$	K	fpu MPa	σ 0,7 fpu (Mpa)	Es MPa	d mm	Es.d	L m	K+L	X	$\Delta\sigma$ MPa	% LOSS
Kurva Tendon 1														
0 (Ujg. Kiri)	0.02319	0.2	0.0046	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	734.8	0.54437	0.03951
8.625 (Tumpuan)	0.00605	0.2	0.0012	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	1439	0.27804	0.02018
17.25 (Ujg. Kanan)	0.02319	0.2	0.0046	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	734.8	0.54437	0.03951
Kurva Tendon 2														
0 (Ujg. Kiri)	0.06957	0.2	0.0139	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	424.2	0.94288	0.06842
8.625 (Tumpuan)	0.01815	0.2	0.0036	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	830.6	0.48158	0.03495
17.25 (Ujg. Kanan)	0.06957	0.2	0.0139	0.002	1862	1377.985714	200000	1	200000	17.25	17.252	424.2	0.94288	0.06842

6.2.2.2. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Berdasarkan Fungsi Waktu

Akibat Rangkak Beton (CR)

Kehilangan prategang akibat rangkak beton dengna rumus :

$$CR = Kcr \cdot \left(\frac{Es}{Ec} \right) \cdot (fcir - fcds)$$

Contoh perhitungan pada tumpuan (x = 8,625 m) kurva tendon 1 :

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

$$Ec = 33234,0187 \text{ MPa}$$

$$fcir = -3,311 \text{ MPa (perhitungan pada akibat perpendekan elastic)}$$

$$M = 5148,63 \text{ tm}$$

$$e = 1,1 \text{ m}$$

$$I = 5,488 \text{ m}^4$$

$$K_{CR} = 1,6 \text{ (Pasca Tarik)}$$

$$fcds = \frac{M \cdot e}{I} = \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1100}{5,488 \cdot 10^{12}} = 10,32 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,6 \cdot \frac{200000}{33234,0187} \cdot (10,32 - 3,311) = 67,48 \text{ MPa}$$

$$\%Loss = \frac{67,48}{1377,99} \cdot 100\% = 4,897 \%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak Beton

X (m)	Mg	e	fcir	I	fcds	Kcr	Es	Ec	fcir-fcds	Es/Ec	CR	% LOSS
	tm	m	MPa	m4	MPa		MPa	MPa	MPa		MPa	
Kurva Tendon 1												
0 (Ujg. Kiri)	0	0.2	-11.535	4.2	0	1.6	200000	33234.0187	11.5345	6.0179	111.062	8.05976
8.625 (Tumpuan)	5148.632	1.1	-3.3116	5.488	10.32				7.00823		67.4801	4.89701
17.25 (Ujg. Kanan)	0	0.2	-11.535	4.2	0				11.5345		111.062	8.05976
Kurva Tendon 2												
0 (Ujg. Kiri)	0	0.2	-11.535	4.2	0	1.6	200000	33234.0187	11.5345	6.0179	111.062	8.05976
8.625 (Tumpuan)	5148.632	0.9	-2.2616	5.488	8.4435				6.18181		59.5227	4.31954
17.25 (Ujg. Kanan)	0	0.2	-11.535	4.2	0				11.5345		111.062	8.05976

Akibat Susut Beton

Kehilangan prategang akibat susut beton dapat dirumuskan :

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{SH} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,0236 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

Contoh perhitungan pada tumpuan (x = 8,625 m) kurva tendon 1 :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$K_{SH} = 0,73$$

$$V = \text{Luas Pier Head} \\ = 8,4 \text{ m}^2$$

$$S = \text{Keliling Box Girder} = 11,6 \text{ m}$$

$$RH = 75 \%$$

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot 0,73 \cdot 200000 \cdot \left(1 - 0,0236 \cdot \frac{8,4 \cdot 10^6}{11600}\right) \cdot (100 - 75) \\ = 28,629 \text{ MPa}$$

$$\%Loss = \frac{28,629}{1377,99} \cdot 100\% = 2,077 \%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton

X (m)	Ksh	Es	V	S	V/S	RH	1-(0,06*(V/S))	100-RH	SH	% LOSS	
		MPa	m2	m	m	%			MPa		
Kurva Tendon 1											
0 (Ujg. Kiri)	0.73	200000	3.6	8.4	0.4286	75	0.974285714	25	29.1604	2.1162	2.116
8.625 (Tumpuan)			8.4	11.6	0.7241		0.956551724		28.6296	2.0776	
17.25 (Ujg. Kanan)			3.6	8.4	0.4286		0.974285714		29.1604	2.1162	
Kurva Tendon 2											
0 (Ujg. Kiri)	0.73	200000	3.6	8.4	0.4286	75	0.974285714	25	29.1604	2.1162	2.116
8.625 (Tumpuan)			8.4	11.6	0.7241		0.956551724		28.6296	2.0776	
17.25 (Ujg. Kanan)			3.6	8.4	0.4286		0.974285714		29.1604	2.1162	

Akibat Relaksasi Baja

Kehilangan prategang akibat relaksasi baja dapat dirumuskan :

$$RE = (K_{RE} - J)(SH + CR + ES) \cdot C$$

Contoh perhitungan pada tumpuan ($x = 8,625$ m) kurva tendon 1 :

$$K_{RE} = 138$$

$$J = 0,15$$

$$C = 1,27$$

$$CR = 67,48 \text{ MPa}$$

$$SH = 28,629 \text{ MPa}$$

$$ES = 9,964 \text{ MPa}$$

$$RE = (138 - 0,15(28,629 + 67,48 + 9,964)) \cdot 1,27$$

$$= 155,052 \text{ MPa}$$

$$\%Loss = \frac{155,052}{1377,99} \cdot 100\% = 11,252 \%$$

Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja

X (m)	Kre	J	C	SH	CR	ES	RE	% LOSS	
				MPa	MPa	MPa	MPa		
Kurva Tendon 1									
0 (Ujg. Kiri)	138	0.15	1.27	29.16037	111.0624	34.70699	141.9359	10.3002	11.2521
8.625 (Tumpuan)				28.62959	67.48005	9.964338	155.0529	11.2521	
17.25 (Ujg. Kanan)				29.16037	111.0624	34.70699	141.9359	10.3002	
Kurva Tendon 2									
0 (Ujg. Kiri)	138	0.15	1.27	29.16037	111.0624	34.70699	141.9359	10.3002	11.4058
8.625 (Tumpuan)				28.62959	59.52269	6.805223	157.1706	11.4058	
17.25 (Ujg. Kanan)				29.16037	111.0624	34.70699	141.9359	10.3002	

Total Kehilangan Prategang

X (m)	% LOSS						
	ES	F _x	CR	SH	RE	Δσ	TOTAL
Kurva Tendon 1							
0 (Ujg. Kiri)	2.51868	1.82819	8.05976	2.11616	10.3002	0.03951	24.8625
8.625 (Tumpuan)	0.72311	1.82819	4.89701	2.07764	11.2521	0.02018	20.7983
17.25 (Ujg. Kanan)	2.51868	1.82819	8.05976	2.11616	10.3002	0.03951	24.8625
Kurva Tendon 2							
0 (Ujg. Kiri)	2.51868	4.8296	8.05976	2.11616	10.3002	0.06842	27.8929
8.625 (Tumpuan)	0.49385	4.8296	4.31954	2.07764	11.4058	0.03495	23.1614
17.25 (Ujg. Kanan)	2.51868	4.8296	8.05976	2.11616	10.3002	0.06842	27.8929

6.2.2.3. Kontrol Tegangan setelah Kehilangan

$$f_{eff} = \frac{100 - \%Loss}{100} \cdot F_o$$

Contoh perhitungan pada $X = 8,625$ m (Tumpuan) pada Kurva Tendon 1 :

$$f_{eff} = \frac{100 - 20,798}{100} \cdot 40147800 \text{ N} = 31797755,8 \text{ N}$$

Kontrol tegangan :
Serat Atas,

$$f_a = -\frac{3,179 \cdot 10^7}{8,4 \cdot 10^6} - \frac{3,179 \cdot 10^7 \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} + \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}}$$

$$= -7,996 \text{ MPa} < 0,6 f'_{ci} = 22,5 \text{ MPa}$$

Serat bawah,

$$f_b = -\frac{3,179 \cdot 10^7}{8,4 \cdot 10^6} + \frac{3,179 \cdot 10^7 \cdot 1100 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}} - \frac{5148,63 \cdot 10^7 \cdot 1400}{5,488 \cdot 10^{12}}$$

$$= 0,543 \text{ MPa} < 0,25 \sqrt{f'_c} = 1,77 \text{ MPa}$$

Kontrol Tegangan Setelah kehilangan Prategang

X (m)	% LOSS TOTAL	Feff (N)	Tegangan Setelah Kehilangan	
			Serat Atas	Serat Bawah
Kurva Tendon 1				
0 (Ujg. Kiri)	24.8625	30166041.04	-9.241342731	-7.517568957
8.625 (Tumpuan)	20.7983	31797755.76	0.543284531	-7.996871773
17.25 (Ujg. Kanan)	24.8625	30166041.04	-9.241342731	-7.517568957
Kurva Tendon 2				
0 (Ujg. Kiri)	27.8929	28949430.29	-7.214381834	-8.868634994
8.625 (Tumpuan)	23.1614	30849006.44	0.912316423	-9.724085002
17.25 (Ujg. Kanan)	27.8929	28949430.29	-7.214381834	-8.868634994

X (m)	f Pier Head				f Total (MPa)		Ket.
	Tendon 1		Tendon 2				
	fa	fb	fa	fb	fa	fb	
0 (Ujg. Kiri)	-9.2413	-7.5176	-7.2144	-8.8686	-16.456	-16.386	OK
8.625 (Tumpuan)	0.54328	-7.9969	0.91232	-9.7241	1.4556	-17.721	OK
17.25 (Ujg. Kanan)	-9.2413	-7.5176	-7.2144	-8.8686	-16.456	-16.386	OK

6.2.3. Perencanaan Angkur Pier Head pada Kolom

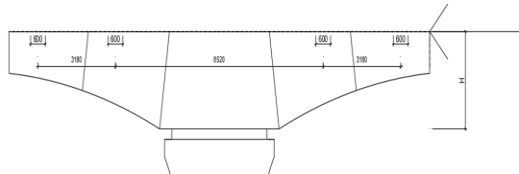
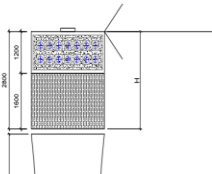
Angkur direncanakan dengan menggunakan tendon prategang yang diletakkan pada kolom yang berfungsi sebagai jepit dan diharapkan dapat menahan gaya gempa dan aksial.

6.2.3.1. Gaya Prategang Awal

Pembebanan angkur ini menggunakan gaya *shear* dengan kombinasi layan. Dari program bantu MIDAS 2012 didapatkan reaksi pada perletakan yang terjadi pada beban kombinasi terpilih sebesar :

Reaksi Gaya Normal pada *Pier Head*

P (N)	V3 (N)	V2 (N)
1891693.8	926230.71	17324232.19
Allow 2 (D) A	Allow 3 (EX)	Allow 2 (D) A



Momen pada Sumbu-X,

$$F = \text{Axial} = 1891693,8 \text{ N}$$

$$H_{\text{pier head}} = 2800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= F \cdot H_{\text{box}} \\ &= 1891693,8 \cdot 2800 \\ &= 5,296 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen pada Sumbu-Y

$$F = \text{Shear-Y} = 926230,71 \text{ N}$$

$$H_{\text{box}} = 2800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= F \cdot H_{\text{box}} \\ &= 926230,71 \cdot 2800 \\ &= 2,593 \cdot 10^9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan untuk Sumbu-X :

$$A = 13,5 \text{ m}^2$$

$$Y_{ki} = 2,25 \text{ m}$$

$$Y_{ka} = 2,25 \text{ m}$$

$$I = 6,3 \text{ m}^4$$

$$M_{\max} = 5,296 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Direncanakan eksentrisitas tendon dari serat kanan, $e = 1,2 \text{ m}$

Karena pada serat kanan diinginkan terjadinya tegangan tekan, maka tegangan Tarik pada serat kanan $f_{ka} = 0 \text{ MPa}$

Serat kanan,

$$0 = -\frac{F}{13,5 \cdot 10^6} - \frac{F \cdot 1200 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} + \frac{5,296 \cdot 10^9 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}}$$

$$0 = -7,407 \cdot 10^{-8} F - 4,286 \cdot 10^{-7} F + 1,891$$

$$F = 3,763 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Serat kiri,

$$-30 = -\frac{F}{13,5 \cdot 10^6} + \frac{F \cdot 1200 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} - \frac{5,296 \cdot 10^9 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}}$$

$$-30 = -7,407 \cdot 10^{-8} F + 4,286 \cdot 10^{-7} F - 1,891$$

$$F = -5,813 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Dari tabel digunakan gaya prategang awal pada tabel $F = 9,895 \cdot 10^5 \text{ N}$.

Dengan menganggap kehilangan gaya prategang awal sebesar 10 %, sehingga nilai gaya prategang saat *jecking force* adalah :

$$F_o = \frac{F}{0,9} = \frac{9,895 \cdot 10^5}{0,9} = 1,099 \cdot 10^6$$

6.2.3.2. Perencanaan Kabel Tendon

Baja pratekan (tendon) direncanakan menggunakan kabel jenis strand *seven wires stress relieved* (7 kawat untai). Dengan mengacu pada table VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik dari baja pratekan yang digunakan :

- Diameter = 15,2 mm
- Luas nominal (A_s) = 140 mm²
- Nominal massa = 1,102 kg/m
- Minimum breaking load = 260,7 kN
- Modulus elastisitas (E_s) = 200000 MPa
- Batas leleh = 0,82 $f_{py} = 1374,261 \text{ MPa}$
- Batas putus = 0,74 $f_{pu} = 1377,986 \text{ MPa}$
- $f_{py} = 1675 \text{ MPa}$
- $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Contoh perhitungan untuk Sumbu-X :

$$F_o = 1099500,154 \text{ N}$$

Jumlah strand untuk 1 duct :

$$A_{ps} = \frac{\frac{F_o}{6}}{0,82 f_{py}} = \frac{1099500,154}{6 \cdot 1374,261} = 133,344 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan 1 duct :

$$\frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{1}{1} \times \frac{133,344}{140} = 0,952 \text{ strand} \sim 4 \text{ strand} \text{ (disamakan dengan jenis tendon pada Sumbu Y)}$$

Maka untuk menahan beban aksial pada sumbu-X di pasang tendon 6 VSL 7-wire dengan gaya $F = 6256,8 \text{ kN}$

Kontrol tegangan :

Serat kanan,

$$\begin{aligned} f_{ka} &= -\frac{6,256 \cdot 10^6}{13,5 \cdot 10^6} - \frac{6,256 \cdot 10^6 \cdot 1200 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} + \frac{5,296 \cdot 10^9 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} \\ &= -0,463 - 2,681 + 1,891 \\ &= 0,326 \text{ MPa} < 0,25 \sqrt{f'_c} = 1,77 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Serat kiri,

$$\begin{aligned} f_{ki} &= -\frac{6,256 \cdot 10^6}{13,5 \cdot 10^6} + \frac{6,256 \cdot 10^6 \cdot 1200 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} - \frac{5,296 \cdot 10^9 \cdot 2250}{6,3 \cdot 10^{12}} \\ &= -0,463 + 2,681 - 1,891 \\ &= -1,253 \text{ MPa} < 0,6 f'_{ci} = 22,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Perhitungan F perlu

Tendon dipasang sejajar	Tendon	A	Y _{ki}	Y _{ka}	e	I	M _{max}	f _{ijin tarik} (MPa)	f _{ijin tekan} (MPa)	F/A	F.e.y/I (MPa)		Mg.y/I (MPa)		F perlu (N)	
		m2	m	m	m	m4	tm	0,25 v _f 'c	0,6 f _{ci}	MPa	kiri	kanan	kiri	kanan	F1	F2
Sumbu X	Tendon (1 s/d 6)	13.5	2.25	2.25	1.2	6.3	529.67426	1.767767	-22.5	-7.4074E-08 F	4.2857E-07 F	-4.2857E-07 F	-1.8917	1.8917	-58133878.68	3763475.034
	Tendon 1				0.938		86.4482			-7.4074E-08 F	2.2321E-07 F	-2.2321E-07 F	-0.2058	0.2058	-149484640.7	692354.88
Sumbu Y	Tendon 2		1.5	1.5	0.563		86.4482			-7.4074E-08 F	1.3393E-07 F	-1.3393E-07 F	-0.2058	0.2058	-372472778.8	989550.1385
	Tendon 3				0.188		86.4482			-7.4074E-08 F	4.4643E-08 F	-4.4643E-08 F	-0.2058	0.2058	757500819.8	1733780.048

Perhitungan Tendon dan Kontrol Tegangan

Tendon dipasang sejajar	Tendon	F pakai	F _o	Kebutuhan Tendon	Jenis Tendon	F (N) sesuai VSL	f _{ijin tarik}	f _{ijin tekan}	F/A	F.e.y/I (MPa)		Mg.y/I (MPa)		Resultan (MPa)				Ket.
		N	N				0,25 v _f 'c	0,6 f _{ci}	MPa	kiri	kanan	kiri	kanan	kiri	kanan	kiri	kanan	
Sumbu X	Tendon (1 s/d 6)	989550.139	1099500.15	0.95245979	4 Sc	6256800	1.767767	-22.5	-0.463	2.6815	-2.681	-1.892	1.8917	0.3263	-1.253	0.3263	-1.253	OK
	Tendon 1	989550.139	1099500.15	2.85737938	4 Sc	2085600			-0.154	0.4655	-0.466	-0.206	0.2058	0.1052	-0.414			
Sumbu Y	Tendon 2	989550.139	1099500.15	2.85737938	4 Sc	2085600			-0.154	0.2793	-0.279	-0.206	0.2058	-0.081	-0.228	-0.243	-0.684	OK
	Tendon 3	989550.139	1099500.15	2.85737938	4 Sc	2085600			-0.154	0.0931	-0.093	-0.206	0.2058	-0.267	-0.042			

Perhitungan Tulangan Hairpin

Perhitungan didapat dari brosur VSL :

$$A_s \cdot n = P_o \cdot \pi$$

Dimana :

A_s = Luas penampang tulangan (mm^2)

n = Jumlah tulangan hairpin

P_o = Gaya prategang pada tendon (kN)

Direncanakan :

Diameter Tulangan = 19 mm

P_o = 6256800 N / 6 = 1042,8 kN

$$n = \frac{P_o \cdot \pi}{A_s} = \frac{1042,8 \cdot 3,14}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2} = 11,554 \sim 12 \text{ buah tulangan hairpin}$$

6.2.3.3. Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (*Duct*)

Digunakan selongsong tendon untuk *internal prestressed tendon* tipe *corrugated steel ducts* dari VSL untuk ketahanan korosi pada gesekan tendon.



Dimensi selongsong tendon yang digunakan :

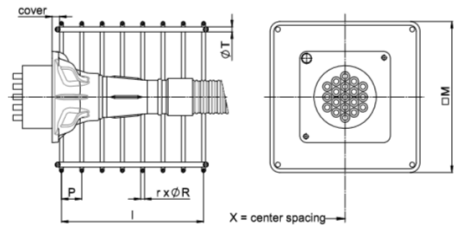
Jumlah Strands	Diameter Selongsong (mm)
4	50

6.2.3.4. Pemilihan Angkur Tendon Prategang

Penarikan pada tendon prategang dilakukan satu arah, yakni pada bagian bawah *box girder* dan dilanjutkan dengan penarikan pada bagian atas *box girder*. Maka dipasang angkur hidup tipe GC dengan *stirrup reinforcement* dan angkur mati tipe-L sebagai penghubung antar tendon di *pier head*.

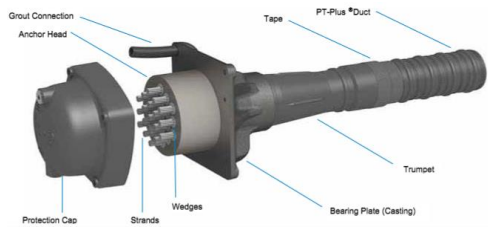
Dimensi Angkur Hidup Tipe GC

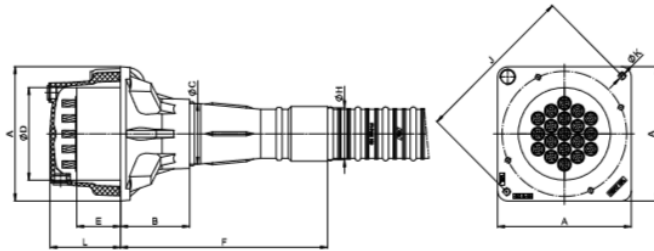
Tendon	Stirrup Reinforcement						
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)	T (mm)
6-4	150	50	16	140	4	160	8



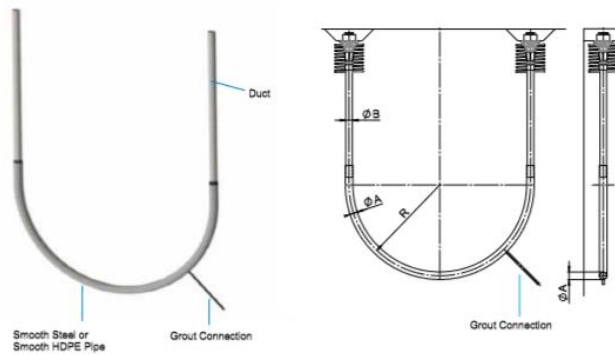
Dimensi Stirrup Reinforcement Tipe GC

Tendon	A	B	øC	øD	E	F	øH	J	L
6-4	140	120	60	110	55	120	60	154	110





Angkut Hidup Tipe GC



Angkur Mati Tipe-L

Dimensi Angkur Mati VSL Tipe-L

Tendon	<i>Anchorage Details</i>		
	øA (mm)	øB (mm)	R min (mm)
6-4	60	55	600

6.2.4. Tulangan Longitudinal *Pier Head*

Tulangan susut pada *pier head* diperhitungkan dengan rasio tulangan minimum $\rho = 0,0025$ dari luasan penampang beton.

Direncanakan :

$$D \text{ (tul. utama)} = 32 \text{ mm}$$

$$D \text{ (tul. sengkang)} = 16 \text{ mm}$$

$$b = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Decking (d)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal PH (h)} = 2800 \text{ mm}$$

$$dx = 2800 - 25 - 25/2 = 2759 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0025$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0025 \cdot 3000 \cdot 2759 \\ &= 20703,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan susut D29 – 250 (21797,155 mm²)

6.2.5. Perencanaan Tulangan Geser *Pier Head*

6.2.5.1. Perhitungan Gaya Geser

Perhitungan gaya geser didasarkan pada gaya post tension tendon *pier head*. Kemudian gaya geser post tensioning yang sesuai dengan letak jackingnya masing-masing akan disuperposisikan dengan gaya geser akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja.

❖ Perhitungan gaya geser akibat tendon *pier head*

Perhitungan gaya geser akibat tendon *pier head* pada tumpuan ($x = 8,625 \text{ m}$)

$$F = 365616749,3 \text{ N}$$

$$L = 17,25 \text{ m}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$W_p = \frac{8 \cdot F \cdot h}{L^2} = \frac{8 \cdot 365616749,3 \cdot 0,15}{17,25^2} = 1474446,88 \text{ N/m}$$

$$V_p = W_p \cdot L = 1474446,88 \cdot 17,25 = 25434208,6 \text{ N}$$

$Vu' = 28819852,22 \text{ N}$ (didapatkan dari Output MIDAS 2012)

$$\begin{aligned} Vu &= |Vu' - Vp| \\ &= |28819852,22 - 25434208,6| \\ &= 54254060,86 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya Geser pada Tendon *Pier Head*

X (m)	Feff	e	h	L	Wp akibat tendon	Vp akibat tendon	Vp	Vu'	Vu
	N	m	m	m	N/m	N	N	N	N
3.25	365616749.3	0.37	0.092	17.25	901825.1015	15556483	15556483	30787922.25	46344405.25
6.375	365616749.3	0.94	0.14	17.25	1374106.448	23703336.22	23703336.22	31308930.85	55012267.07
8.625 (Tumpuan)	365616749.3	0.95	0.15	17.25	1474446.878	25434208.64	25434208.64	28819852.22	54254060.86

Setelah hasil perhitungan gaya geser pada tendon *pier head*, dilanjutkan pada perencanaan dan perhitungan tulangan geser yang diperlukan. Berikut adalah contoh perhitungan gaya geser :

- Perhitungan retak geser badan (V_{cw}) pada tumpuan ($x = 8,625 \text{ m}$) :

$$\begin{aligned} V_p &= 25434208,64 \text{ N} \\ d &= 2650 \text{ mm} \\ b_w &= 3000 \text{ mm} \\ F_{eff} &= 365616749,3 \text{ N} \\ A_c &= 8400000 \text{ mm}^2 \\ f_{pc} &= F_{eff} / A_c = 365616749,3 / 8400000 = 43,525 \\ V_{cw} &= [0,3 (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) \cdot b_w \cdot d] + V_p \\ &= [0,3 (\sqrt{50} + 43,525) \cdot 3000 \cdot 2650] + 25434208,64 \\ &= 146107747 \text{ N} \end{aligned}$$

Retak Geser Badan (V_{cw})

X (m)	Vp	d	b _w	Feff	A _c	f _{pc}	V _{cw}
	N	mm	mm	N	mm ²	N	N
3.25	15556483	1607	3000	365616749	5271000	69.364	126104276.1
6.375	23703336.22	2650	3000	365616749	8400000	43.526	144376874.3
8.625 (Tumpuan)	25434208.64	2650	3000	365616749	8400000	43.526	146107746.7

- Perhitungan retak geser lentur (V_{ci}) pada tumpuan ($x = 8,625 \text{ m}$) :

$$\begin{aligned} F_{eff} &= 365616749,3 \text{ N} \\ A_c &= 8400000 \text{ mm}^2 \\ b_w &= 3000 \text{ mm} \\ d &= 2650 \text{ mm} \\ M_{max} &= 1,1 \cdot 10^{11} \text{ Nmm} \\ e &= 950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$VD = 7651889,05 \text{ N (didapatkan dari Output MIDAS 2012)}$$

$$VL = 4990491,68 \text{ N (didapatkan dari Output MIDAS 2012)}$$

$$I = 5,488 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$y_a = 1400 \text{ mm}$$

$$Wa = \frac{I}{y_a} = \frac{5,488 \cdot 10^{12}}{1400} = 3920000000 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \cdot e}{W_a} \\ &= \frac{365616749,3}{8400000} + \frac{365616749,3 \cdot 950}{3920000000} = 43,614 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_d = \frac{M_{max}}{W_a} = \frac{1,1 \cdot 10^{11}}{3920000000} = 28,219 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{I}{y_a} \cdot \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \\ &= \frac{5,488 \cdot 10^{12}}{1400} \left(\frac{\sqrt{50}}{2} + 43,614 - 28,219 \right) \\ &= 74207885830 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} \cdot b_w \cdot d \right) + VD + \left(\frac{VL \cdot M_{cr}}{M_{max}} \right) \\ &= \left(\frac{\sqrt{50}}{20} \cdot 3000 \cdot 2650 \right) + 7651889,05 \\ &\quad + \left(\frac{4990491,68 \cdot 74207885830}{1,1 \cdot 10^{11}} \right) \\ &= 13810443,57 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{ci} > \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \cdot b_w \cdot d \right)$$

$$13810443,57 \text{ N} > \left(\frac{\sqrt{50}}{7} \cdot 3000 \cdot 2650 \right) \text{ N}$$

$$13810443,57 \text{ N} < 8030712,73 \text{ N}$$

Maka digunakan nilai $V_{ci} = 13810443,57 \text{ N}$

Retak Geser Lentur (V_{ci})

X (m)	I	d	bw	Feff	Ac	ya	e	VD	VL	Momen	Wa	fpe	fd	Mcr	Vci	Kontrol	Vci pakai
	mm ⁴	mm	mm	N	mm ²	mm	mm	N	N	Nmm	mm ³	MPa	MPa	Nmm	N	N	N
3.25	4.2E+12	1607	3000	365616749.3	5271000	878.5	0.37	6658676.02	4911459.72	16949825680	4780876494	69.3921	3.54534	3.31708E+11	104480513.5	4869945.417	104480513.5
6.375	5.488E+12	2650	3000	365616749.3	8400000	1400	0.94	7092849.85	4911459.72	67367367904	3920000000	43.6135	17.1856	1.17457E+11	18466851.26	8030712.729	18466851.26
8.625 (Tumpuan)	5.488E+12	2650	3000	365616749.3	8400000	1400	0.95	7651889.05	4990491.68	1.1062E+11	3920000000	43.6144	28.2194	74207885830	13810443.57	8030712.729	13810443.57

6.2.5.2. Perhitungan Kebutuhan & Jarak Tulangan Geser

- Gaya geser yang dipikul oleh tulangan pada tumpuan ($x = 8,625$ m)

$$V_n = V_{u(x=8,625)} / 0,7 = 54254060,86 \text{ N} / 0,7 = 77505801,23 \text{ N}$$

$$V_c = \min(V_{cw(1)}, V_{ci(1)}) = 13810443,57 \text{ N}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= 77505801,23 \text{ N} - 13810443,57 \text{ N}$$

$$= 63695357,66 \text{ N}$$

- Jarak tulangan geser pada tumpuan ($x = 8,625$ m)

$$V_s > \left(\frac{f'_c}{3} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$63695357,66 \text{ N} > \left(\frac{50}{3} \right) \cdot 3000 \cdot 2650$$

$$63695357,66 \text{ N} < 18738329,7 \text{ N}$$

Berdasarkan peraturan SNI pasal 13 yang berkaitan dengan perencanaan geser, tulangan geser untuk beton prategang tidak boleh melebihi :

$$S_1 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 2800 = 2100 \text{ mm}$$

Maka spasi maksimum tulangan geser, $S_{\max} = 600 \text{ mm}$ dan direncanakan tulangan geser, $S = 100 \text{ mm}$

- Kebutuhan tulangan geser pada tumpuan ($x = 8,625$ m)

$$V_s \geq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$A_v \text{ perlu} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{63695357,66 \cdot 100}{410 \cdot 2650} = 5862,435 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{3000 \cdot 100}{3 \cdot 410} = 243,902 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ perlu} > A_v \text{ min}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan geser, 9 D29 – 100 (5944,678 mm²)

Jarak Tulangan Geser

X (m)	f'c	fy	Vn	Vc	Vs	</>	Kontrol	Smax	S
	MPa	MPa	N	N	N		N	mm	mm
3.25	50	410	66206293.22	104480513.5	-38274220.31	<	11363205.97	600	600
6.375			78588952.96	18466851.26	60122101.7	>	18738329.7	600	100
8.625 (Tumpuan)			77505801.23	13810443.57	63695357.66	>	18738329.7	600	100

Kebutuhan Tulangan Geser

X (m)	f'c	fy	Vn	Vc	Vs	Ket.	S	Av perlu	Av min	Ø tul.	Jumlah tul.
	MPa	MPa	N	N	N		mm	mm ²	mm ²	mm	bh
3.25	50	410	66206293.22	104480513.5	-38274220.31	Tdk Perlu Tul.	600	-34854.42	1463.4146	16	8
6.375			78588952.96	18466851.26	60122101.7	Perlu Tul.	100	5533.5575	243.90244	29	9
8.625 (Tumpuan)			77505801.23	13810443.57	63695357.66	Perlu Tul.	100	5862.4351	243.90244	29	9

7.2 Pier Column

7.3.1 Data

Tinggi (b)	: 3000 mm
Lebar (h)	: 2500 mm
Panjang (L)	: 8500 mm
Tulangan kolom segmen atas	: 92 D32

7.3.2 Gaya yang terjadi

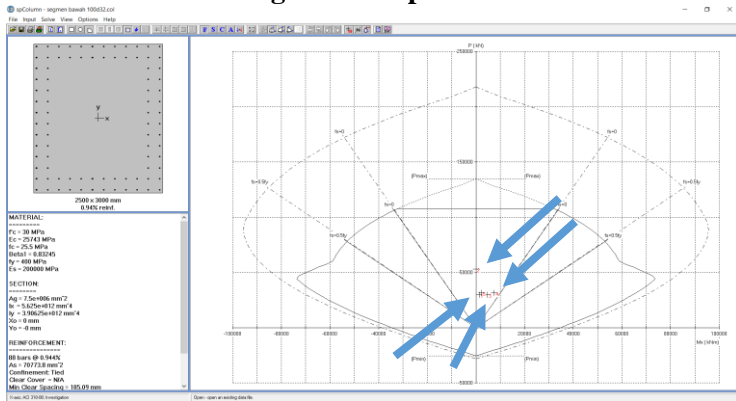
➤ Gaya yang terjadi pada pier segmen atas

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Env 1	51508.614	40.325	3.483E-10	2.622E-08	1437.3638
Env 2	28124.62	992.375	131.71	597.6017	176.3338
Env 3	28124.62	297.713	439.033	1991.988	52.9005
Env 4	30013.013	297.713	439.033	4672.9855	2389.5964
Env 5	30013.014	992.375	131.71	1401.8983	7965.3012

➤ Gaya yang terjadi pada pier segmen bawah

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Env 1	53098.211	40.325	3.483E-10	2.39E-08	1169.1994
Env 2	30013.013	1048.925	142.909	1401.8983	7965.3012
Env 3	30013.013	314.678	476.364	4672.9855	2389.5964
Env 4	31602.61	314.678	476.364	7536.9739	4464.4618
Env 5	31602.61	1048.925	142.909	2261.0947	14881.519

7.3.3 Perencanaan tulangan lentur pier column



Gambar 7. 5 Kurva Kapasitas Aksial – Momen dari Kolom Pilar Segmen Tengah & Area Sendi Plastis

7.3.4 Perencanaan tulangan geser kolom sendi plastis

7.3.4.1 Terhadap Sumbu X

- Mengethitung kapasitas geser beton
 - Tinggi efektif penampang dalam arah pembebanan (d) :

$d = B - \text{selimut beton} - \text{dia. Tul geser} -$

$\frac{1}{2} \text{ tul.Long}$

$$= 2500 - 100 - 13 - \frac{1}{2} (32)$$

$$= 2371 \text{ mm}$$

- Luas total tulangan geser (A_v)

$$A_v = n \text{ kaki } \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 6 \cdot \frac{1}{4} \pi 13^2$$

$$= 796.39 \text{ mm}^2$$

- Rasio tulangan geser

$$\begin{aligned}\rho_w \text{ req} &= \frac{A_v}{s \cdot b} \\ &= \frac{796.39}{150 \times 3000} \\ &= 0.0018\end{aligned}$$

d. Menentukan fw

$$\begin{aligned}fw &= 2 \times \rho_w \\ &= 2 \times 0.0018 \\ &= 1.38\end{aligned}$$

$$fw \leq 2.41$$

fw diambil nilai terkecil yaitu 1.38

e. Rasio daktilitas simpangan local maksimum elemen, μD (untuk KDS D)
Diambil nilai 4

f. Faktor penyesuaian tegangan geser beton

$$\begin{aligned}\alpha' &= \frac{fw}{1.03} + 3.67 - \mu D \\ &= \frac{1.38}{1.03} + 3.67 - 4 \\ &= 1.01\end{aligned}$$

g. Luas penampang gross

$$\begin{aligned}A_g &= 2500 \times 3000 \\ &= 7500000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

h. Menghitung vc

$$\begin{aligned}vc &= 0.084 \times \alpha' \times \left(1 + \frac{Pu}{2A_g}\right) \sqrt{f'_c} \\ &= 0.084 \times 1.01 \times \left(1 + \frac{Pu}{2 \times 7500000}\right) \sqrt{30} \\ &= 0.46 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

- i. Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= 0.8 A_g \\ &= 0.8 \times 7500000 \\ &= 6000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$
- j. Sehingga kapasitas geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= v_c \cdot A_e \\ &= 0.46 \cdot 6000000 \\ &= 2788.71 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Menghitung kapasitas tulangan geser
 - a. Kapasitas geser tulangan lateral

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{796.39 \cdot 390 \cdot 2371}{150} \\ &= 4909.45 \text{ kN} \end{aligned}$$
 - b. Kuat geser maksimum

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0.658 \times \sqrt{f'_c} \times A_e \\ &= 0.658 \times \sqrt{30} \times \frac{6000000}{1000} \\ &= 21624.09 \text{ kN} \end{aligned}$$
 - c. Sehingga kapasitas geser yang digunakan diambil yang terkecil

$$V_s = 4909.45 \text{ kN}$$
- Menghitung kapasitas geser nominal

Faktor reduksi geser = 0.7

Kapasitas geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 2788.71 \text{ kN} + 4909.45 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7,698.15 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas geser ultimate} \\
 \phi V_n &= 0.7 \times 7,698.15 \text{ kN} \\
 &= 5,388.71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Geser

$$\begin{array}{rcl}
 V_u & < & \phi V_n \\
 1048.93 \text{ kN} & < & 3489.1 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{array}$$

7.3.4.1 Terhadap Sumbu Y

➤ Mennghitung kapasitas geser beton

- a. Tinggi efektif penampang dalam arah pembebanan (d) :

d = B – selimut beton – dia. Tul geser –

$\frac{1}{2}$ tul.Long

$$= 3000 - 100 - 13 - \frac{1}{2} (32)$$

$$= 2871 \text{ mm}$$

- b. Luas total tulangan geser (A_v)

$$\begin{aligned}
 A_v &= n \text{ kaki } \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= 6 \cdot \frac{1}{4} \pi 13^2 \\
 &= 796.39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- c. Rasio tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \rho_w \text{ req} &= \frac{A_v}{s \cdot b} \\
 &= \frac{796.39}{150 \times 2500} \\
 &= 0.0021
 \end{aligned}$$

- d. Menentukan fw

$$\begin{aligned} f_w &= 2 \times \rho_w \\ &= 2 \times 0.0021 \\ &= 1.66 \end{aligned}$$

$$f_w \leq 2.41$$

f_w diambil nilai terkecil yaitu 1.66

- e. Rasio daktilitas simpangan local maksimum elemen, μD (untuk KDS D)
Diambil nilai 4
- f. Faktor penyesuaian tegangan geser beton

$$\begin{aligned} \alpha' &= \frac{f_w}{1.03} + 3.67 - \mu D \\ &= \frac{1.66}{1.03} + 3.67 - 4 \\ &= 1.28 \end{aligned}$$

- g. Luas penampang gross

$$\begin{aligned} A_g &= 2500 \times 3000 \\ &= 7500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- h. Menghitung v_c

$$\begin{aligned} v_c &= 0.084 \times \alpha' \times \left(1 + \frac{P_u}{2A_g} \right) \sqrt{f'_c} \\ &= 0.084 \times 1.28 \times \left(1 + \frac{P_u}{2 \times 7500000} \right) \sqrt{30} \\ &= 0.59 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- i. Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= 0.8 A_g \\ &= 0.8 \times 7500000 \\ &= 6000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- j. Sehingga kapasitas geser beton

$$V_c = v_c \cdot A_e$$

$$= 0.59 \cdot 60000000$$

$$= 3528.64 \text{ Kn}$$

- Menghitung kapasitas tulangan geser
- a. Kapasitas geser tulangan lateral

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot h \cdot d}{s}$$

$$= \frac{796.39 \cdot 390 \cdot 2871}{150}$$

$$= 5944.76 \text{ kN}$$

- b. Kuat geser maksimum

$$V_s \text{ maks} = 0.658 \times \sqrt{f'_c} \times A_e$$

$$= 0.658 \times \sqrt{30} \times \frac{6000000}{1000}$$

$$= 21624.09 \text{ kN}$$

- c. Sehingga kapasitas geser yang digunakan diambil yang terkecil

$$V_s = 5944.76 \text{ kN}$$

- Menghitung kapasitas geser nominal
- Faktor reduksi geser = 0.7

Kapasitas geser nominal

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 3528.64 \text{ kN} + 5944.76 \text{ kN}$$

$$= 9473.4 \text{ kN}$$

Kapasitas geser ultimate

$$\phi V_n = 0.7 \times 9473.4 \text{ kN}$$

$$= 6631.4 \text{ kN}$$

➤ Kontrol Geser

$$\begin{array}{rcl} V_u & < & \phi V_n \\ 476.4 \text{ kN} & < & 6631.4 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{array}$$

7.3.5 Perencanaan tulangan geser kolom segmen atas

7.3.5.1 Terhadap Sumbu X

➤ Menenhitung kapasitas geser beton

- a. Tinggi efektif penampang dalam arah pembebanan (d) :

$$d = B - \text{selimut beton} - \text{dia. Tul geser} -$$

$$\frac{1}{2} \text{ tul. Long}$$

$$= 2500 - 100 - 13 - \frac{1}{2} (32)$$

$$= 2371 \text{ mm}$$

- b. Luas total tulangan geser (A_v)

$$\begin{aligned} A_v &= n \text{ kaki } \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 3 \cdot \frac{1}{4} \pi 13^2 \\ &= 398.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- c. Rasio tulangan geser

$$\begin{aligned} \rho_w \text{ req} &= \frac{A_v}{s \cdot b} \\ &= \frac{398.2}{200 \times 3000} \\ &= 0.0007 \end{aligned}$$

- d. Menentukan fw

$$\begin{aligned} f_w &= 2 \times \rho_w \\ &= 2 \times 0.0007 \end{aligned}$$

$$= 0.52$$

$$f_w \leq 2.41$$

f_w diambil nilai terkecil yaitu 0.52

- e. Rasio daktilitas simpangan local maksimum elemen, μD (untuk KDS D)
Diambil nilai 4

- f. Faktor penyesuaian tegangan geser beton

$$\begin{aligned} \alpha' &= \frac{f_w}{1.03} + 3.67 - \mu D \\ &= \frac{0.52}{1.03} + 3.67 - 4 \\ &= 0.17 \end{aligned}$$

- g. Luas penampang gross

$$\begin{aligned} A_g &= 2500 \times 3000 \\ &= 7500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- h. Menghitung v_c

$$\begin{aligned} v_c &= 0.084 \times \alpha' \times \left(1 + \frac{P_u}{2A_g} \right) \sqrt{f'_c} \\ &= 0.084 \times 0.17 \times \left(1 + \frac{P_u}{2 \times 7500000} \right) \sqrt{30} \\ &= 0.17 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.29 \sqrt{30}$$

$$= 1.58 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = 0.124 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.124 \sqrt{30}$$

$$= 0.67 \text{ N/mm}^2$$

vc diambil nilai terkecil yaitu 0.46

- i. Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= 0.8 A_g \\ &= 0.8 \times 7500000 \\ &= 6000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- j. Sehingga kapasitas geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= v_c \cdot A_e \\ &= (0.17 \cdot 6000000)/1000 \\ &= 476.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung kapasitas tulangan geser

- a. Kapasitas geser tulangan lateral

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot h \cdot d}{s} \\ &= \frac{398.2 \cdot 390 \cdot 2371}{200} \\ &= 1841.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Kuat geser maksimum

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0.658 \times \sqrt{f'_c} \times A_e \\ &= (0.658 \times \sqrt{30} \times 6000000) / 1000 \\ &= 21624.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Sehingga kapasitas geser yang digunakan diambil yang terkecil

$$V_s = 1841.04 \text{ kN}$$

- Menghitung kapasitas geser nominal
 Faktor reduksi geser = 0.7
 Kapasitas geser nominal

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 476.41 \text{ kN} + 1841.04 \text{ kN}$$

$$= 2317.45 \text{ kN}$$
 Kapasitas geser ultimate

$$\phi V_n = 0.7 \times 2317.45 \text{ kN}$$

$$= 1622.22 \text{ kN}$$
- Kontrol Geser

V_u	$<$	ϕV_n
992.4 kN	$<$	1622.22 kN.....OK

7.3.5.2 Terhadap Sumbu Y

- Mennghitung kapasitas geser beton
 - a. Tinggi efektif penampang dalam arah pembebanan (d) :

$$d = B - \text{selimut beton} - \text{dia. Tul geser} - \frac{1}{2} \text{ tul.Long}$$

$$= 2500 - 100 - 13 - \frac{1}{2} (32)$$

$$= 2868 \text{ mm}$$
 - b. Luas total tulangan geser (A_v)

$$A_v = n \text{ kaki } \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= 3 \cdot \frac{1}{4} \pi 13^2$$

$$= 603.19 \text{ mm}^2$$
 - c. Rasio tulangan geser

$$\begin{aligned}\rho_w \text{ req} &= \frac{A_v}{s \cdot b} \\ &= \frac{603.19}{200 \times 2500} \\ &= 0.0012\end{aligned}$$

d. Menentukan fw

$$\begin{aligned}f_w &= 2 \times \rho_w \\ &= 2 \times 0.0012 \\ &= 0.94\end{aligned}$$

$$f_w \leq 2.41$$

fw diambil nilai terkecil yaitu 0.94

e. Rasio daktilitas simpangan local maksimum elemen, μD (untuk KDS D) diambil nilai 4

f. Faktor penyesuaian tegangan geser beton

$$\begin{aligned}\alpha' &= \frac{f_w}{1.03} + 3.67 - \mu D \\ &= \frac{0.94}{1.03} + 3.67 - 4 \\ &= 0.58\end{aligned}$$

g. Luas penampang gross

$$\begin{aligned}A_g &= 2500 \times 3000 \\ &= 7500000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

h. Menghitung vc

$$v_c = 0.084 \times \alpha' \times \left(1 + \frac{P_u}{2A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.084 \times 0.58 \times \left(1 + \frac{P_u}{2 \times 750000} \right) \sqrt{30}$$

$$= 0.27 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.29 \sqrt{30}$$

$$= 1.58 \text{ N/mm}^2$$

$$v_c = 0.124 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.124 \sqrt{30}$$

$$= 0.67 \text{ N/mm}^2$$

v_c diambil nilai tekecil yaitu 0.27

- i. Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= 0.8 A_g \\ &= 0.8 \times 7500000 \\ &= 6000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- j. Sehingga kapasitas geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= v_c \cdot A_e \\ &= 0.27 \cdot 6000000 \\ &= 1610.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung kapasitas tulangan geser

- a. Kapasitas geser tulangan lateral

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot h \cdot d}{s} \\ &= \frac{603.19 \cdot 390 \cdot 2868}{200} \end{aligned}$$

$$= 3373.38 \text{ kN}$$

b. Kuat geser maksimum

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0.658 \times \sqrt{f'_c} \times A_e \\ &= 0.658 \times \sqrt{30} \times \frac{6000000}{1000} \\ &= 21624.09 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Sehingga kapasitas geser yang digunakan diambil yang terkecil

$$V_s = 3373.38 \text{ kN}$$

➤ Menghitung kapasitas geser nominal

Faktor reduksi geser = 0.7

Kapasitas geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 1610.94 \text{ kN} + 3373.38 \text{ kN} = 4,984.32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser ultimate

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.7 \times 4.984.32 \text{ kN} \\ &= 3489.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Kontrol Geser

$$\begin{aligned} V_u &< \phi V_n \\ 439.1 \text{ kN} &< 3489.1 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

7.3.6 Perhitungan Tulangan Confinement

Perhitungan tulangan dengan syarat confinement berdasarkan SNI T12 – 2004 Struktur Beton Untuk Jembatan pasal 11.3.7.2.1.

- Menghitung Lebar penampang inti beton (yang terkekang) (bc)

$$\begin{aligned} bc &= \text{Lebar kolom} - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times 0.5 \times d_{\text{dia. tul geser}}) \\ &= 2500 - (2 \times 100) - (2 \times \frac{1}{2} \times 13) \\ &= 2287 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung luas penampang gross (Ag)

$$\begin{aligned} Ag &= b \times h \\ &= 2500 \text{ mm} \times 3000 \text{ mm} \\ &= 7500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar hoop ke hoop lainnya (Ach)

$$\begin{aligned} Ach &= \{B - (2 \times \text{selimut})\} \times \{H - (2 \times \text{selimut})\} \\ &= \{2500 - (2 \times 200)\} \times \{3000 - (2 \times 100)\} \\ &= 6440000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Menghitung luas penampang confinement yang disyaratkan (Ash)

Syarat 1

$$\begin{aligned} Ash &= 0.3 a_{hc} \frac{f'_c}{f_y h} \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\ &= 0.3 \cdot 150 \cdot 2284 \cdot \frac{30}{390} \left(\frac{7500000}{6440000} - 1 \right) \\ &= 1201.32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat 2

$$\begin{aligned} Ash &= 0.12 a_{hc} \frac{f'_c}{f_y h} \\ &= 0.12 \cdot 150 \cdot 2284 \cdot \frac{30}{390} \\ &= 3162.46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Menghitung luas penampang confinement yang digunakan (Ash pakai)

$$\begin{aligned}\text{Ash pakai} &= n \cdot \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 16 \cdot \frac{1}{4} \pi 16^2 \\ &= 3216 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\text{Ash pakai} &> \text{Ash yang disyaratkan} \\ 3216 \text{ mm}^2 &> 3162 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}\end{aligned}$$

- Persyaratan jarak confinement
Syarat jarak confinement diambil terkecil dari syarat berikut :

$$\begin{aligned}\text{Syarat 1} &= \frac{1}{4} \text{ dimensi penampang kolom terkecil} \\ &= \frac{1}{4} \times 2500 = 625 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat 2} &= 6 \text{ diameter tulangan longitudinal} \\ &= 6 \times 32 = 192 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Syarat 3} = \text{tidak melebihi } 150 \text{ mm}$$

Sehingga jarak confinement yang digunakan = 150 mm

- Pemasangan tulangan confinement
Persyaratan pemasangan confinement, diambil terkecil dari syarat berikut:

$$\begin{aligned}\text{Syarat 1} &= \text{dimensi penampang kolom terbesar} \\ &= 3000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat 2} &= \frac{1}{6} \text{ tinggi bersih pier} \\ &= \frac{1}{6} \times 8000 = 1333 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Syarat 3} = \text{tidak melebihi } 150 \text{ mm}$$

Sehingga Panjang pemasangan confinement yang dipakai = 4000 mm

7.3.7 Rekapitulasi tulangan geser kolom

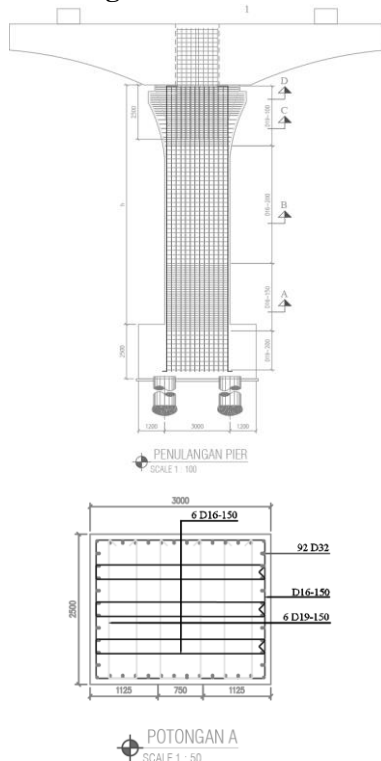
a. Tulangan Longitudinal →

- Pilar segmen sendi plastis : 92 D32
- ➔ rasio penulangan 1.01% (> 1%, OK)

b. Tulangan Transversal →

- Segmen Atas
- Sengkang Arah X & Y : 6D16 –150
- Segmen Sendi Plastis
- Sengkang Arah X & Y : 3D16 –150

7.3.8 Gambar Penulangan Pier Column



Gambar 7. 6 Penulangan pada pier Column

7.4 Pile Cap

7.4.1 Data

Lebar	: 5400 mm
Panjang	: 11400 mm
Tebal	: 2500 mm

7.4.2 Gaya yang terjadi

Nama	Mu (kNm)
Pilecap Arah (X) - Sisi Bawah	16098.1
Pilecap Arah (X) - Sisi Atas	1587.6
Pilecap Arah (Y) - Sisi Bawah	7275.1
Pilecap Arah (Y) - Sisi Atas	2258.6

7.4.3 Perhitungan tulangan lentur pile cap

➤ Tulangan lentur pile cap arah X sisi bawah

$$Mu = 16098.1 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{16098.1}{1000 \cdot 2430^2} \\
 &= 1.515
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.Rn}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \cdot 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.515}{0.85 \cdot 30}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0.0039$$

$$\rho_{\text{ pakai }} = 0.0039$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{ pakai }} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0039 \cdot 1000 \cdot 2430$$

$$= 18984 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{ perlu }} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{18984}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

$$S_{\text{ pasang }} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pasang }} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulanga}}}{S_{\text{ pasang}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{ pasang}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{150}$$

$$= 21446.61 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{21446.61 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}$$

$$= 168.21 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1}$$

$$= \frac{168.21}{0.85}$$

$$= 237.87 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 0.9 \cdot 21446.61 \cdot 400 \left(2430 - \frac{168.21}{2} \right)$$

$$= 18112.14 \text{ kNm}$$

$$M_u = 16098.1 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\phi M_n > M_u$$

$$18112.14 \text{ kNm} > 16098.1 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

➤ **Tulangan lentur pile cap arah X sisi atas**

$$M_u = 1587.6 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{1587.6}{1000 \cdot 2430^2} \\ &= 1.515 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \cdot 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.515}{0.85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0.0008 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0018$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0.0039 \cdot 1000 \cdot 2430 \\ &= 4374 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{18984}$$

$$= 184 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{pasang}}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{150}$$

$$= 5361.65 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{21446.61 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}$$

$$= 84.1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{\alpha}{\beta_1} \\
 &= \frac{168.21}{0.85} \\
 &= 118.94 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\
 &= 0.9 \cdot 21446.61 \cdot 400 \left(2430 - \frac{168.21}{2} \right) \\
 &= 4609.2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 1587.6 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 4609.2 \text{ kNm} &> 1587.6 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})
 \end{aligned}$$

➤ **Tulangan lentur pile cap arah Y sisi bawah**

$$M_u = 7275.1 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{7275.1}{1000 \cdot 2430^2} \\
 &= 1.369
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0.85.30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.1.515}{0.85.30}} \right)$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 2430$$

$$= 8552 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{18984}$$

$$= 188 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{b \cdot A_{s \text{ tulangan}}}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{150}$$

$$= 8042.48 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$= \frac{21446.61 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}$$

$$= 126.16 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1}$$

$$= \frac{168.21}{0.85}$$

$$= 178.4 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 0.9 \cdot 21446.61 \cdot 400 \left(2430 - \frac{168.21}{2} \right)$$

$$= 6852.93 \text{ kNm}$$

$$M_u = 7275.1 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\phi M_n > M_u$$

$$6852.93 \text{ kNm} > 7275.1 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\mathbf{OK})$$

➤ **Tulangan lentur pile cap arah Y sisi atas**

$$Mu = 2258.6 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{2258.6}{1000 \cdot 2430^2} \\ &= 0.425 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \cdot 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.515}{0.85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0.0011 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0018$$

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0.0018 \cdot 1000 \cdot 2430 \\ &= 4374 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{perlu}} &= \frac{b \cdot A_{s1\text{tulangan}}}{A_{s\text{perlu}}} \\ &= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{A_{s\text{perlu}}} \end{aligned}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{18984}$$

$$= 184 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{pasang}}} = \frac{b \cdot A_{s_{\text{tulanga}}}}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{b \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{S_{\text{pasang}}}$$

$$= \frac{1000 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 32^2}{150}$$

$$= 4021.24 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{21446.61 \cdot 400}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000}$$

$$= 63.08 \text{ mm}$$

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1}$$

$$= \frac{168.21}{0.85}$$

$$= 89.20 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 0,9 \cdot 21446.61 \cdot 400 \left(2430 - \frac{168.21}{2} \right)$$

$$= 3472.12 \text{ kNm}$$

$$M_u = 2258.6 \text{ kNm}$$

Kontrol,

$$\phi M_n > M_u$$

$$3472.12 \text{ kNm} > 2258.6 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

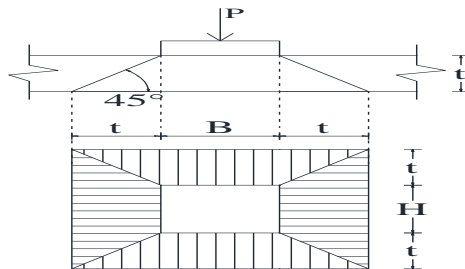
Sehingga digunakan tulangan pile cap :

Untuk arah X : D32 – 150 (2 layer) bagian awah
D25 – 150 bagian atas

Untuk arah Y : D25 – 200 (2 layer) bagian bawah
D25 – 200 untuk bagian atas

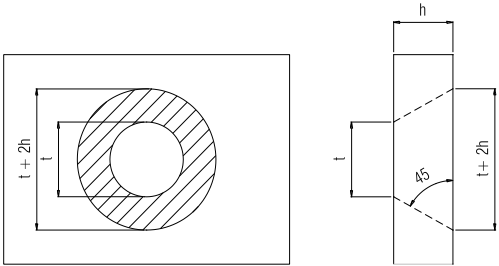
7.3.4 Geser pons

- Geser pons kolom pilar terhadap pile cap



Pier Persegi										
Tipe	tebal pilecap (h)	Cover Beton	Dimensi Kolom		Tebal eff. Pilecap	fc'	Ø	$\phi V_c = 0.75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left[\frac{2(B+H) + 2\left(\frac{B}{2} + 2\text{eff}\right) + \left(\frac{H}{2} + 2\text{eff}\right)}{2} \cdot \text{eff} \right] \cdot f_c' \cdot N$	Vu	ØVc > Vu
			B	H					kN	(check)
	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm3	0.75			
Pier	2,500	70	3,000	2,500	2,430	30	0.75	48750.79057	5958.9	OK

➤ Geser pons borepile terhadap pile cap



Bore[pile							
Tipe	tebal pilecap (h)	diameter spun (D)	fc'	Ø	$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left[\frac{\pi \cdot D + \pi \cdot (D + 2h)}{2} \cdot h \sqrt{2} \right]$	Vu	ØVc > Vu
	mm	mm	N/mm2		kN	kN	(check)
Tiang pancang	2,500	1,200	30	0.75	28136.96456	1,929.00	OK

7.3.5 Gambar Penulangan Pile Cap

7.5 Pondasi

7.5.1 Perhitungan Kelas Situs

Klasifikasi situs ditentukan untuk lapisan setebal 30 m .

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Penentuan kelas situs pada tugas akhir ini ditinjau dari besarnya nilai “N” pada data bor log.

$$\begin{aligned}
 \bar{N} &= \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N} \\
 &= \frac{30}{1.9} \\
 &= 15.6
 \end{aligned}$$

Elevasi Asli	Kedalaman	Ni	di	d_{ij}/N
m	m		m	
0	0	1		
-2	2	10	2.0	0.2
-4	4	8	2.0	0.3
-6	6	6	2.0	0.3
-8	8	8	2.0	0.3
-10	10	10	2.0	0.2
-12	12	27	2.0	0.1
-14	14	29	2.0	0.1
-16	16	50	2.0	0.0
-18	18	31	2.0	0.1
-20	20	22	2.0	0.1
-22	22	49	2.0	0.0
-24	24	60	2.0	0.0
-26	26	24	2.0	0.1
-28	28	18	2.0	0.1
-30	30	24	2.0	0.1
$\sum_{i=1}$				1.9
N'				15.6
Site Class				SD

Dari perhitungan di atas, pada data tanah bor log Sta. 17 +550 tergolong kelas situs tanah lunak (SD).

7.5.2 Perhitungan daya dukung borepile

Contoh perhitungan :

$$\begin{aligned}
 N' &= 15 + 0.5 (N - 15) \\
 &= 15 + 0.5 (32 - 15) \\
 &= 23.5
 \end{aligned}$$

a) Menghitung Tahanan Ujung

$$N_p' = \frac{29 + 23.5 + 37.5}{3}$$

$$= 30$$

$$\begin{aligned} q_p &= N_p' \times k \\ &= 30 \times 25 \\ &= 750 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1.2^2 \\ &= 1.13 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \alpha \times q_p \times A_p \\ &= 0.85 \times 750 \times 1.13 \text{ m}^2 \\ &= 720.4 \text{ ton} \end{aligned}$$

b) Tahanan Selimut

$$N_s =$$

$$N_s' = \frac{\sum N_{\text{tertanam}}}{n}$$

$$= \frac{477}{18}$$

$$= 26.5$$

$$q_s = \frac{N_s'}{3} + 1$$

$$= \frac{26.5}{3} + 1$$

$$= 9.83$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \beta \times q_s \times A_s \\ &= 0.8 \times 9.83 \times (\text{Keliling tiang} \times \text{kedalaman}) \\ &= 0.8 \times 9.83 \times (3.77 \text{ m} \times 36 \text{ m}) \\ &= 1067.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

c) Menghitung Daya Dukung Ultimate

Tahanan Tekan ujung ultimate :

$$= Q_p = 720.4 \text{ Ton}$$

Tahanan Gabung (ujung + selimut) ultimate :

$$\begin{aligned} &= Q_p + Q_s \\ &= 720.4 + 1067.3 = 1787.7 \text{ Ton} \end{aligned}$$

d) Menghitung Daya Dukung Izin

Tahanan Tekan ujung izin:

$$\begin{aligned} &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{720.4}{3} \\ &= 240.1 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Tahanan Gabung (ujung + selimut) izin :

$$\begin{aligned} &= \frac{Q_p + Q_s}{SF} \\ &= \frac{1787.5}{3} \\ &= 595.9 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya di cantumkan didalam table berikut sesuai kedalaman berdasarkan data tanah.

Elevasi Asli	Kedalaman	N	N'	Jenis Tanah
m	m			
0	0	1	1	
-2	2	10	10	Lempung
-4	4	8	8	Lempung
-6	6	6	6	Lempung
-8	8	8	8	Lanau berlempung
-10	10	10	10	Lanau berlempung
-12	12	27	21	Lanau berlempung
-14	14	29	22	Lanau berlempung
-16	16	50	32.5	Pasir berlanau
-18	18	31	23	Pasir berlanau
-20	20	22	18.5	Lanau berlempung
-22	22	49	32	Lanau berlempung
-24	24	60	37.5	Lanau berlempung
-26	26	24	19.5	Lanau berlempung
-28	28	18	16.5	Lanau berlempung
-30	30	24	19.5	Lanau berpasir
-32	32	36	25.5	Lanau berpasir
-34	34	43	29	Lanau berpasir
-36	36	32	23.5	Lanau berpasir
-38	38	60	37.5	Lanau berpasir
-40	40	26	20.5	Lanau berlempung
-42	42	27	21	Lanau berlempung
-44	44	38	26.5	Lanau berlempung
-46	46	38	26.5	Lanau berlempung

Tahanan Ujung				Tahanan Selimut				
Np'	K t/m ²	qp t/m2	QP ton	Ns	Ns'	q _s t/m ²	A _s m ²	QS ton
6.3	12	76.0	73.0	10	10.00	4.33	7.54	26.1
8.0	12	96.0	92.2	8	9.00	4.00	15.08	48.3
7.3	12	88.0	84.5	6	8.00	3.67	22.62	66.4
8.0	20	160.0	153.7	8	8.00	3.67	30.16	88.6
13.0	20	260.0	249.7	10	8.40	3.80	37.70	114.6
17.7	20	353.3	339.4	27	11.50	4.83	45.24	174.8
25.2	20	503.3	483.5	29	14.00	5.67	52.78	239.4
25.8	25	645.8	620.3	50	18.50	7.17	60.32	346.0
24.7	25	616.7	592.3	31	19.89	7.63	67.86	414.2
24.5	20	490.0	470.7	22	20.10	7.70	75.40	464.5
29.3	20	586.7	563.5	49	22.73	8.58	82.94	569.3
29.7	20	593.3	569.9	50	25.00	9.33	90.48	675.3
24.5	20	490.0	470.7	24	24.92	9.31	98.02	730.1
18.5	20	370.0	355.4	18	24.43	9.14	105.56	771.9
20.5	25	512.5	492.3	24	24.40	9.13	113.10	826.1
24.7	25	616.7	592.3	36	25.13	9.38	120.64	905.3
26.0	25	650.0	624.3	43	26.18	9.73	128.18	997.8
30.0	25	750.0	720.4	32	26.50	9.83	135.72	1,067.3
27.2	25	679.2	652.3	50	27.74	10.25	143.26	1,174.7
26.3	20	526.7	505.9	26	27.65	10.22	150.80	1,232.9
22.7	20	453.3	435.4	27	27.62	10.21	158.34	1,293.3
24.7	20	493.3	473.8	38	28.09	10.36	165.88	1,374.8
23.8	20	476.7	457.8	38	28.52	10.51	173.42	1,458.1

Daya Dukung Ultimate			Daya Dukung Izin		
Tahanan Tekan Ujung	Tahanan Gabung (Ujung + Selimut)	Tahanan Tarik Selimut	Tahanan Tekan Ujung	Tahanan Gabung (Ujung + Selimut)	Tahanan Tarik Selimut
ton	ton	ton	ton	ton	ton
73.0	99.1	26.1	24.3	33.0	8.7
92.2	140.5	48.3	30.7	46.8	16.1
84.5	150.9	66.4	28.2	50.3	22.1
153.7	242.2	88.6	51.2	80.7	29.5
249.7	364.3	114.6	83.2	121.5	38.2
339.4	514.2	174.8	113.1	171.4	58.3
483.5	722.9	239.4	161.2	241.0	79.8
620.3	966.3	346.0	206.8	322.1	115.3
592.3	1,006.5	414.2	197.4	335.5	138.1
470.7	935.1	464.5	156.9	311.7	154.8
563.5	1,132.8	569.3	187.8	377.6	189.8
569.9	1,245.2	675.3	190.0	415.1	225.1
470.7	1,200.7	730.1	156.9	400.2	243.4
355.4	1,127.2	771.9	118.5	375.8	257.3
492.3	1,318.3	826.1	164.1	439.5	275.4
592.3	1,497.6	905.3	197.4	499.2	301.8
624.3	1,622.1	997.8	208.1	540.7	332.6
720.4	1,787.7	1,067.3	240.1	595.9	355.8
652.3	1,827.1	1,174.7	217.5	609.0	391.6
505.9	1,738.8	1,232.9	168.6	579.6	411.0
435.4	1,728.7	1,293.3	145.1	576.3	431.1
473.8	1,848.7	1,374.8	158.0	616.2	458.3
457.8	1,916.0	1,458.1	152.6	638.7	486.0

Di mana :

N' = Nilai N-SPT terkoreksi untuk lapisan
(berdasarkan persamaan terzaghi dan peck)
 $= 15 + 0.5 (N - 15)$

N = Nilai N-SPT di lapangan

Q_{all} = Daya dukung ijin tiang
 $= \mathbf{Q_L / SF}$

SF = Angka keamanan, untuk perencanaan diambil
sebesar **3**

Q_L = Daya dukung ultimate dari suatu pondasi
dalam.
 $= \mathbf{Q_P + Q_S}$

Q_P = Daya dukung pondasi berdasarkan kapasitas
ujung dasar tiang.
 $= \alpha \times q_p \times A_P$
 $= \alpha \times (\check{N}_p \times K) \times A_P$

Q_S = Daya dukung pondasi berdasarkan kapasitas
gesekan dinding/selimut tiang.
 $= \mathbf{\beta \times q_s \times A_s}$
 $= \mathbf{\beta \times (\check{N}_s/3 + 1) \times A_s}$

\check{N}_p = Rata-rata nilai N-SPT sepanjang $4 \times B$ di atas
dan $4 \times B$ I bawah ujung dasar tiang.
 $= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$

B = Diameter Tiang Rencana

K = Koefisien karakteristik tanah.
 $= 12 \text{ t/m}^2$ untuk lempung.
 $= 20 \text{ t/m}^2$ untuk lanau berlempung.
 $= 25 \text{ t/m}^2$ untuk lanau berpasir.
 $= 40 \text{ t/m}^2$ untuk pasir.

A_P = Luasan pada ujung dasar tiang

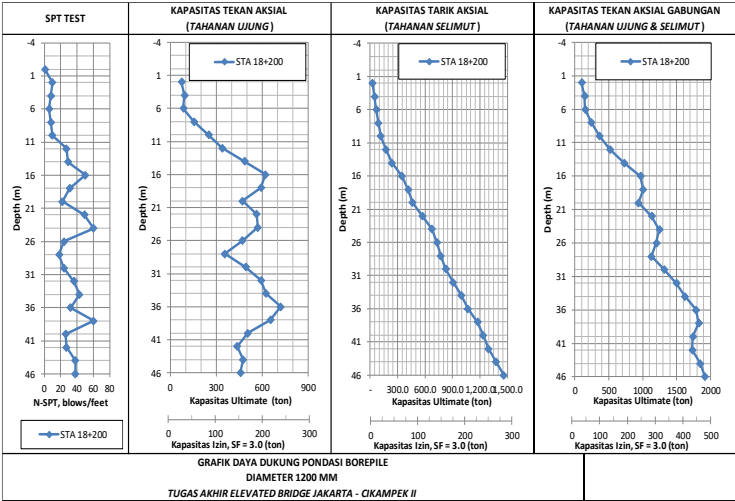
q_p = kekuatan pada ujung dasar tiang.

α = Koefisien Dasar Tiang
 $= 1.00$ (Untuk Tiang Pancang / Driven Pile)

- = 0.85 (Untuk Bore Pile pada Tanah Lempung Lunak)
- = 0.6 (Untuk Bore Pile pada Tanah Kepadatan Sedang)
- = 0.5 (Untuk Bore Pile pada Tanah Berpasir)
- q_s = Kekuatan berdasarkan gesekan lateral (t/m^2)
- \bar{N}_s = Rata-rata nilai N-SPT (Sepanjang tiang tertanam),
Dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$
- A_s = Luas selimut tiang tertanam
- = Keliling tiang x Panjang Tiang Tertanam
- β = Koefisien Shaft
- = 1.00 (Untuk Tiang Pancang)
- = 0.8 (Untuk Bore Pile pada Tanah Lempung Lunak)
- = 0.65 (Untuk Bore Pile pada Tanah Kepadatan Sedang)
- = 0.5 (Untuk Bore Pile pada Tanah Berpasir)

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sand	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

(Decourt & Quaresma, 1978 & Decourt et al, 1996)



7.5.3 Perhitungan Konstanta pegas lateral dari lapisan tanah

Untuk melaksanakan sebuah pemodelan lengkap dari struktur bawah, maka konstanta pegas lateral harus diaplikasikan pada elemen tiang pondasi. Dengan kata lain, konstanta pegas lateral dari lapisan tanah atau modulus tanah dasar diperlukan untuk memodelkan daya dukung dinamis lateral dari tanah terhadap permukaan borepile. Kekakuan dari konstanta pegas lapisan tanah sangat diperlukan untuk mengevaluasi struktur khususnya pada zona gempa.

Sebagaimana diketahui, pada tugas akhir ini didapat tanah dari pengujian SPT. Di mana dari nilai “N” – SPT tersebut dapat digunakan untuk menghitung modulus tarik – tekan dari tanah, E_s , yang kemudian dapat ditransformasikan menjadi modulus lateral dari reaksi tanah dasar.

Menurut Glick (1948), penurunan dari modulus tekan – tarik dari tanah, E_s , menjadi modulus lateral dari reaksi tanah dasar, adalah sebagai berikut:

Contoh perhitungan :

- a) Menentukan poisson's ratio (berdasarkan table bowles (1977))

Tipe Tanah	μ
Pasir Halus	0.25
Pasir Kasar	0.35
Pasir Padat	0.2 – 0.4
Lanau	0.3 – 0.35
Lempung Kelanauan	0.2 – 0.3
Lempung Tidak Jenuh	0.1 – 0.3
Lempung Jenuh	0.4 – 0.5
Batu Padat	0.1 – 0.4
Batu Lepas	0.1 – 0.3

Sehingga didapat $\mu = 0.3$

- b) Menentukan modulus tarik – tekan (E_s) dari hasil penyelidikan tanah dari nilai N – SPT menurut Bowles)

Tipe Tanah	E_s (kPa)
Pasir (Konsolidasi Normal)	500 (N + 15)
Pasir (Jenuh)	250 (N + 15)
Pasir berbatu	1200 (N + 6)
Pasir kelepungan	320 (N + 15)
Lanau, Lanau kepasiran, Lanau kelepungan	300 (N + 6)

$$\begin{aligned}
 E_s &= 300 \times (N + 6) \\
 &= 300 \times (32 + 6) \\
 &= 11400 \text{ Kpa} \\
 &= 11400000 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

c) Menentukan koefisien spring horizontal

$$\begin{aligned}
 k_s' &= \frac{22.4 E_s (1-\mu)}{(1+\mu)(3-4\mu)[2 \ln(2 L_p/B) - 0.433]} \text{ (N/m}^2\text{)} \\
 &= \frac{22.4 \cdot 11400000 (1-0.3)}{(1+0.3)(3-4 \cdot 0.3)[2 \ln(2 \cdot 2/1.2) - 0.433]} \\
 &= 38679416 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

d) Menentukan koefisien spring horizontal yg di input pada program SAP

$$\begin{aligned}
 k_s &= k_s' \times L_p \times B \\
 &= 38679416 \text{ N/m}^2 \times 2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \\
 &= 92830599.39 \text{ N/m} \\
 &= 92831 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Original Elevation (m)	Boring Depth (m)	Pile Length (m)	Pile Width (m)	SPT Value	Type of Soil	μ	Es		ks' (N/m2)	ks input SAP (x & y)	
							Kpa	N/m2		N/m	kN/m
0	0	0	1.2	1							
-2	2	2	1.2	10	Lempung	0.3	4,800	4,800,000	16,286,070	39,086,568.16	39,087
-4	4	2	1.2	8	Lempung	0.3	4,200	4,200,000	14,250,311	34,200,747.14	34,201
-6	6	2	1.2	6	Lempung	0.3	3,600	3,600,000	12,214,553	29,314,926.12	29,315
-8	8	2	1.2	8	Lantau berlempung	0.3	4,200	4,200,000	14,250,311	34,200,747.14	34,201
-10	10	2	1.2	10	Lantau berlempung	0.3	4,800	4,800,000	16,286,070	39,086,568.16	39,087
-12	12	2	1.2	27	Lantau berlempung	0.3	9,900	9,900,000	33,590,020	80,616,046.84	80,616
-14	14	2	1.2	29	Lantau berlempung	0.3	10,500	10,500,000	35,625,778	85,501,867.86	85,502
-16	16	2	1.2	50	Pasir berlanau	0.3	16,800	16,800,000	57,001,245	136,802,988.58	136,803
-18	18	2	1.2	31	Pasir berlanau	0.3	11,100	11,100,000	37,661,537	90,387,688.88	90,388
-20	20	2	1.2	22	Lantau berlempung	0.3	8,400	8,400,000	28,500,623	68,401,494.29	68,401
-22	22	2	1.2	49	Lantau berlempung	0.3	16,500	16,500,000	55,983,366	134,360,078.07	134,360
-24	24	2	1.2	60	Lantau berlempung	0.3	19,800	19,800,000	67,180,039	161,232,093.68	161,232
-26	26	2	1.2	24	Lantau berlempung	0.3	9,000	9,000,000	30,536,381	73,287,315.31	73,287
-28	28	2	1.2	18	Lantau berlempung	0.3	7,200	7,200,000	24,429,105	58,629,852.25	58,630
-30	30	2	1.2	24	Lantau berpasir	0.3	9,000	9,000,000	30,536,381	73,287,315.31	73,287
-32	32	2	1.2	36	Lantau berpasir	0.3	12,600	12,600,000	42,750,934	102,602,241.43	102,602
-34	34	2	1.2	43	Lantau berpasir	0.3	14,700	14,700,000	49,876,090	119,702,615.00	119,703
-36	36	2	1.2	32	Lantau berpasir	0.3	11,400	11,400,000	38,679,416	92,830,599.39	92,831
-38	38	2	1.2	60	Lantau berpasir	0.3	19,800	19,800,000	67,180,039	161,232,093.68	161,232
-40	40	2	1.2	26	Lantau berlempung	0.3	9,600	9,600,000	32,572,140	78,173,136.33	78,173
-42	42	2	1.2	27	Lantau berlempung	0.3	9,900	9,900,000	33,590,020	80,616,046.84	80,616
-44	44	2	1.2	38	Lantau berlempung	0.3	13,200	13,200,000	44,786,693	107,488,062.45	107,488
-46	46	2	1.2	38	Lantau berlempung	0.3	13,200	13,200,000	44,786,693	107,488,062.45	107,488
-48	48	2	1.2	22	Lantau berlempung	0.3	8,400	8,400,000	28,500,623	68,401,494.29	68,401
-50	50	2	1.2	25	Lantau berlempung	0.3	9,300	9,300,000	31,554,261	75,730,225.82	75,730

Koefisien spring vertikal, ks z :
m = 0.3

$$E_s = 11,400 \text{ kPa}$$

$$k_s z = 91,506 \text{ kN/m}^3$$

Di mana:

$$k_s' = \frac{22.4 E_s (1-\mu)}{(1+\mu)(3-4\mu)[2 \ln(2 L_p/B) - 0.433]} \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$k_s = \frac{k_s'}{B} \text{ (N/m)}$$

E_s = modulus tarik - tekan (kPa, N/m²) (hasil penyelidikan tanah dari nilai N – SPT menurut Bowles)

Tipe Tanah	E_s (kPa)
Pasir (Konsolidasi Normal)	500 (N + 15)
Pasir (Jenuh)	250 (N + 15)
Pasir berbatu	1200 (N + 6)
Pasir kelepungan	320 (N + 15)
Lanau, Lanau kepasiran, Lanau kelepungan	300 (N + 6)

μ = poisson's ratio (berdasarkan table bowles (1977))

Tipe Tanah	μ
Pasir Halus	0.25
Pasir Kasar	0.35
Pasir Padat	0.2 – 0.4
Lanau	0.3– 0.35
Lempung Kelanauan	0.2 – 0.3
Lempung Tidak Jenuh	0.1 – 0.3
Lempung Jenuh	0.4 – 0.5
Batu Padat	0.1 – 0.4
Batu Lepas	0.1 – 0.3

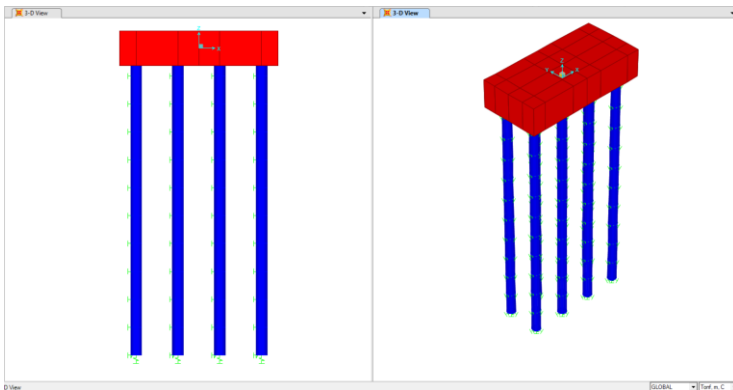
L_p = panjang segmen tiang pancang per konstanta pegas, m

B = lebar pancang, m

Maka dalam pemodelan struktur nantinya, elemen tiang pancang akan diberikan perletakan pegas setiap interval 2 (dua) meter hingga kedalaman rencana tiang berdasarkan titik penentuan daya dukung. Adapun untuk ujung-ujung paling dasar borepile dimodelkan dengan pegas vertikal.

7.5.4 Permodelan Struktur pondasi pada SAP

Setelah dilakukan perhitungan spring yang bekerja pada pondasi tiang pancang. Selanjutnya dalam pemodelan struktur nantinya, elemen tiang pancang akan diberikan perletakan pegas horizontal setiap interval 2 (dua) meter hingga kedalaman rencana tiang berdasarkan titik penentuan daya dukung. Adapun untuk ujung-ujung paling dasar tiang pancang dimodelkan dengan pegas arah vertikal.



Gambar 3. 17 Permodelan Spring Pada Struktur Pancang Dengan Software SAP

7.5.5 Evaluasi Kapasitas Daya Dukung Borepile

- a. Gaya reaksi 1 tiang dan gaya reaksi group tiang

Table 7. 1 Gaya Reaksi Satu Tiang Akibat Beban
Layan dan Gempa

TABLE: Element Force - Frames	
OutputCase	P
Text	Tonf
Allow 1 (D) A	511.3
Allow 2 (D) A	557.6
Allow 2 (T)	434.2
Allow 3 (EX)	468.7
Allow 4 (EY)	503.7
Allow 1 (D) B	420.2
Allow 1 (D) C	369.9

Allow 1 (D) D	510.8
Allow 1 (D) E	420.1
Allow 2 (D) B	439.3
Allow 2 (D) C	373.8
Allow 2 (D) D	557.0
Allow 2 (D) E	439.1
Allow 2 (D) F	373.3

Table 7. 2 Gaya Reaksi Group Tiang Akibat Beban
Layan dan Beban Gempa

TABLE: Base Reactions	
OutputCase	GlobalFZ
Text	Tonf
Allow 1 (D) A	2147.3
Allow 1 (T)	342.0
Allow 2 (D) A	2848.0
Allow 2 (T)	501.1
Allow 3 (EX)	188.2
Allow 4 (EY)	188.2
Allow 1 (D) B	710.2
Allow 1 (D) C	88.3

Allow 1 (D) D	2247.3
Allow 1 (D) E	810.1
Allow 1 (D) F	11.6
Allow 2 (D) B	979.7
Allow 2 (D) C	58.3
Allow 2 (D) D	2977.9
Allow 2 (D) E	1109.6
Allow 2 (D) F	71.6

b. Kontrol Daya Dukung 1 tiang

$$\begin{array}{rcl}
 Q_{\text{maks. tekan}} & < & Q_{\text{izin tekan}} \\
 122.34 \text{ ton} & < & 192.9 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{OK}
 \end{array}$$

c. Kontrol Daya Dukung Group Tiang Borepile

➤ Data

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Diameter Tiang, } D & = & 1.2 \text{ meter} \\
 \text{Jumlah Tiang} & = & 8 \\
 \text{Jumlah Bore per baris, } n & = & 4 \\
 \text{Jumlah Baris, } m & = & 2 \\
 \text{Spasi Tiang, } St & = & 3 \text{ meter} \\
 Q_{\text{izin tekan}} & = & 595.9 \text{ ton}
 \end{array}$$

➤ Menhgitung Koefisien Efisiensi Grup,

$$\begin{aligned}
 \text{Eff. grup} &= 1 - \theta \cdot \frac{(n-1) \cdot m_t + (m_t-1) \cdot n}{90 \cdot m_t \cdot n} \\
 &= 1 - 21.8 \cdot \frac{(4-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 4}{90 \cdot 2 \cdot 4} \\
 &= 0.7
 \end{aligned}$$

dimana :

$$\theta = \arctan \cdot \left(\frac{D}{St} \right) = \arctan \cdot \left(\frac{1.2}{3} \right) = 21.8$$

➤ Menghitung daya dukung group

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{izin grup}} &= \text{Eff. grup} \times \text{jumlah tiang} \times Q_{\text{izin tekan}} \\
 &= 0.7 \times 8 \times 595.9 \\
 &= 3.323.6 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ Kontrol Daya Dukung group

$$\begin{array}{rcl}
 Q_{\text{tekan total maks}} & < & Q_{\text{izin grup}} \\
 8,737.5 \text{ ton} & < & 9,812.5 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{OK}
 \end{array}$$

7.5.6 Evaluasi Kapasitas Material Borepile

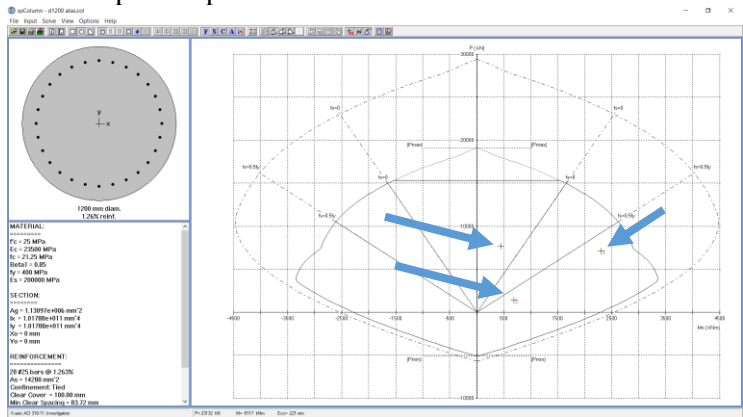
➤ Gaya yang terjadi pada Bore Pile Atas

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
ENV 1	7713.75	83.748	122.033	445.7607	679.9129
ENV 2	1421.786	129.666	123.247	685.0358	847.901
ENV 3	7138.794	23.443	413.947	2292.1278	217.4739
ENV 4	1421.786	129.666	123.247	685.0358	847.901
ENV 5	7138.794	23.443	413.947	2292.1278	217.4739

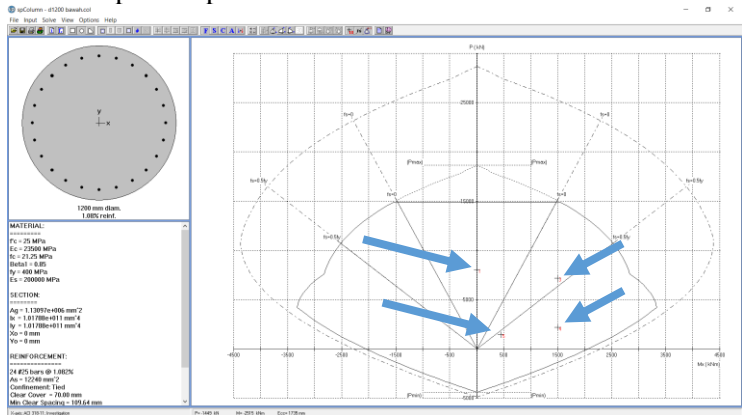
➤ Gaya yang terjadi pada Bore Pile Bawah

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
ENV 1	8015.393	0.373	0.425	7.477E-16	5.368E-15
ENV 2	1452.286	160.953	123	446.3574	702.4546
ENV 3	7171.383	42.716	411.352	1490.3344	203.3298
ENV 4	2171.193	52.857	411.352	1490.3345	216.5876
ENV 5	1452.286	160.953	122.544	445.761	702.4548

➤ Evaluasi pada kapasitas Bore Pile Atas



➤ Evaluasi pada kapasitas Bore Pile Bawah



Sehingga digunakan borepile dengan tulangan:

- Bore pile sisi bawah : 24 D25
- Bore pile sisi atas : 28 D25

7.5.7 Perhitungan Tulangan Geser Berdasarkan RSNI 2833-201X

7.5.7.1 Kapasitas Geser Bore Pile Sisi Atas

Tabel 7 1 Resume Bore Pile Atas

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
ENV 1	7713.75	83.748	122.033	445.7607	679.9129
ENV 2	1421.786	129.666	123.247	685.0358	847.901
ENV 3	7138.794	23.443	413.947	2292.1278	217.4739
ENV 4	1421.786	129.666	123.247	685.0358	847.901
ENV 5	7138.794	23.443	413.947	2292.1278	217.4739

Diameter Bored Pile (D) = 1,200.00 mm
 Selimut Beton = 100.00 mm

Dia. Tulangan Longitudinal
 (dlong) = 25.00 mm
 Dia. Tulangan Geser (dlat) = 13.00 mm
 Jumlah penampang inti sengkang melingkar
 interlocking(n) = 1.00
 Spasi Tul. Geser (s) = 100.00 mm
 Kuat tekan beton silinder (fc') = 30.00 MPa
 KDS (Kategori Desain Seismik)
 = D
 Kuat leleh baja tul. (fyh) Dia 13>>
 = 390.00 MPa
 Kuat leleh baja tul. (fyh) Dia 13<<
 = 390.00 MPa

7.5.7.2 Kapasitas Geser Beton

Diameter inti kolom dari pusat sengkang
 melingkar (D')

$$= D - (2 \times d') - (2 \times (0.5 \times dlat))$$

$$= 1200.00 - (2 \times 100) - (2 \times (0.5 \times 13.00))$$

$$= 987.00 \text{ mm}$$

Luas tulangan spiral/melingkar (Asp)

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times dlat^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13.00 \text{ mm}^2 \\
 &= 132.73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan geser ($\rho_s \text{ req.} = 4 \text{ Asp}/(sD')$)

$$\begin{aligned}
 &= \frac{4 \times Asp}{s \times D'} \\
 &= \frac{4 \times 132.73 \text{ mm}^2}{100 \times 987.00 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

$$= 0.0054$$

Rasio tulangan geser minimum (ρ_s min) (untuk KDS D)

$$= 0,005$$

Rasio tulangan geser yang digunakan (ρ_s)

$$= D = 0.0054$$

f_s (min. dari $f_s = \rho_s \cdot f_{yh}$ atau $f_s = 2.41$)

$$= \rho_s \times f_{yh}$$

$$= 0,0054 \times 390$$

$$= 2,10$$

Rasio daktilitas simpangan lokal maksimum elemen, μ_D (pasal 10.6.2)

$$= -$$

Rasio daktilitas simpangan lokal maksimum elemen, μ_D (untuk KDS D)

$$= 1.00 + 3.00$$

$$= 4.00$$

Faktor penyesuaian tegangan geser beton ($\alpha' = f_s/1.03 + 3.67 - \mu_D$)

$$= \frac{f_s}{1.03} + 3.67 - \mu_D$$

$$= \frac{2.10}{1.03} + 3.67 - 4.00$$

$$= 1.71$$

Luas penampang gross (A_g)

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1200.00 \text{ mm}^2$$

$$= 1,130,973.36 \text{ mm}^2$$

$$V_c \text{ diambil terkecil dari } v_c = 0.084 \alpha (1 + P_u / (2A_g)) f'_c{}^{0.5} ; 0.29 f'_c{}^{0.5} \text{ dan } 0.124 f'_c{}^{0.5} \\ = 0,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Luas penampang efektif (} A_e = 0.8 A_g \text{)} \\ = 0.8 \times 1,130,973.36 \text{ mm}^2 \\ = 904,778.68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kapasitas Geser Beton (} V_c = v_c \cdot A_e \text{)} \\ = V_c \times A_g \\ = 0.68 \text{ N/mm}^2 \times 904,778.68 \text{ mm}^2 : 1000 \\ = 614.50 \text{ kN}$$

7.5.7.3 Kapasitas Tulangan Geser

Kapasitas geser tulangan lateral (V_s)

$$V_s = \pi/2 \times (n A_{sp} f_{yh} D'/s) \\ = \pi/2 \times (1 \times 132,73 \times 390 \times 13/100) \\ = 802,56 \text{ kN}$$

Kuat geser maksimum (V_{maks})

$$V_{maks} = 0,658 \times f'_c{}^{0.5} \times A_e \\ = 0,658 \times 30^{0.5} \times 904778,68 \\ = 3,260.84 \text{ kN}$$

Kapasitas geser tulangan yang digunakan

$$= 802.56 \text{ kN}$$

7.5.7.4 Kapasitas Tulangan Nominal

Kapasitas geser nominal (V_n)

$$= V_c + V_s \\ = 614.50 \text{ kN} + 802.56 \text{ kN} \\ = 1,417.07 \text{ kN}$$

Faktor reduksi Geser (ϕ_s)

$$= 0.70 \text{ kN}$$

Kapasitas Geser Ultimate (ϕV_n)

$$\begin{aligned}
 &= V_n \times \phi_s \\
 &= 1,417.07 \text{ kN} \times 0.70 \text{ kN} \\
 &= 991.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol} &= \max V_u < \phi V_n \\
 &= 413.95 \text{ kN} < 991.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(OK)**7.5.7.5 Kapasitas Geser Bore Pile Sisi Atas**

Tabel 7 2 Resume Bore Pile Atas

Kombinasi	Pu	Vu 2	Vu 3	Mu 2	Mu 3
	kN	kN	kN	kNm	kNm
ENV 1	8015.393	0.373	0.425	7.477E-16	5.368E-15
ENV 2	1452.286	160.953	123	446.3574	702.4546
ENV 3	7171.383	42.716	411.352	1490.3344	203.3298
ENV 4	2171.193	52.857	411.352	1490.3345	216.5876
ENV 5	1452.286	160.953	122.544	445.761	702.4548

$$\text{Diameter Bored Pile (D)} = 1,200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 100.00 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dia. Tulangan Longitudinal (dlong)} &= 25.00 \\
 &\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Dia. Tulangan Geser (dlat)} = 13.00 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah penampang inti sengkang melingkar} \\
 \text{interlocking(n)} &= 1.00
 \end{aligned}$$

$$\text{Spasi Tul. Geser (s)} = 200.00 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton silinder (fc')} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial ultimate (Pu), diambil yang terkecil} \\
 &= -
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{KDS (Kategori Desain Seismik)} \\
 &= D
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat leleh baja tul. (fyh) Dia 13} &>> \\ &= 390.00 \end{aligned}$$

MPa

$$\begin{aligned} \text{Kuat leleh baja tul. (fyh) Dia 13} &<< \\ &= 390.00 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

7.5.7.6 Kapasitas Geser Beton

Diameter inti kolom dari pusat sengkang melingkar (D')

$$\begin{aligned} &= D - (2 \times d') - (2 \times (0.5 \times d_{lat})) \\ &= 1200.00 - (2 \times 100) - (2 \times (0.5 \times 13.00)) \\ &= 987.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas tulangan spiral/melingkar (Asp)

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_{lat}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13.00 \text{ mm}^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio tulangan geser ($\rho_s \text{ req.} = 4 Asp / (sD')$)

$$\begin{aligned} &= \frac{4 \times Asp}{s \times D'} \\ &= \frac{4 \times 132.73 \text{ mm}^2}{200 \times 987.00 \text{ mm}} \\ &= 0.0027 \end{aligned}$$

Rasio tulangan geser minimum ($\rho_s \text{ min}$) (untuk KDS D)

$$= 0.005$$

Rasio tulangan geser yang digunakan (ρ_s)

$$= D = 0.0050$$

f_s (min. dari $f_s = \rho_s \cdot f_{yh}$ atau $f_s = 2.41$)

$$= \rho_s \times f_{yh}$$

$$= 0,0027 \times 390$$

$$= 1,05$$

Rasio daktilitas simpangan lokal maksimum elemen, μD (pasal 10.6.2)

$$= -$$

Rasio daktilitas simpangan lokal maksimum elemen, μD (untuk KDS D)

$$= 1.00 + 3.00$$

$$= 4.00$$

Faktor penyesuaian tegangan geser beton ($\alpha' = f_s/1.03 + 3.67 - \mu D$)

$$= \frac{f_s}{1.03} + 3.67 - \mu D$$

$$= \frac{1.05}{1.03} + 3.67 - 4.00$$

$$= 0.69$$

Luas penampang gross (A_g)

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1200.00 \text{ mm}^2$$

$$= 1,130,973.36 \text{ mm}^2$$

V_c diambil terkecil dari $v_c = 0.084 \alpha (1 + \rho_u/(2A_g)) f'_c{}^{0.5}$; $0.29 f'_c{}^{0.5}$ dan $0.124 f'_c{}^{0.5}$

$$= 0,32 \text{ N/mm}^2$$

Luas penampang efektif ($A_e = 0.8 A_g$)

$$= 0.8 \times 1,130,973.36 \text{ mm}^2$$

$$= 904,778.68 \text{ mm}^2$$

Kapasitas Geser Beton ($V_c = v_c \cdot A_e$)

$$= V_c \times A_g$$

$$= 0.32 \text{ N/mm}^2 \times 904,778.68 \text{ mm}^2 : 1000$$

$$= 286.56 \text{ kN}$$

7.5.7.7 Kapasitas Tulangan Geser

Kapasitas geser tulangan lateral (V_s)

$$\begin{aligned} V_s &= \pi/2 \times (n \text{ Asp fyh } D'/s) \\ &= \pi/2 \times (1 \times 132,73 \times 390 \times 13/200) \\ &= 401,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser maksimum (V_{maks})

$$\begin{aligned} V_{maks} &= 0,658 \times f_c^{0.5} \times A_e \\ &= 0,658 \times 30^{0.5} \times 904778,68 \\ &= 3,260.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser tulangan yang digunakan

$$= 401.28 \text{ kN}$$

7.5.7.8 Kapasitas Tulangan Nominal

Kapasitas geser tulangan nominal

$$\begin{aligned} &= V_c + V_s \\ &= 286.56 \text{ kN} + 401.28 \text{ kN} \\ &= 687.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Faktor reduksi Geser (ϕ_s)

$$= 0.70 \text{ kN}$$

Kapasitas Geser Ultimate (ϕV_n)

$$\begin{aligned} &= V_n \times \phi_s \\ &= 684.84 \text{ kN} \times 0.70 \text{ kN} \\ &= 481.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol} \quad &= \max V_u < \phi V_n \\ &= 411.35 \text{ kN} < 481.49 \text{ kN} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII

KESIMPULAN

Hasil perencanaan dalam tugas akhir ini dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Detail dan hasil desain elemen struktur atas adalah sebagai berikut :

a. Pelat lantai

Tebal	: 200 mm
Tulangan lentur	: D13 - 100
Tulangan bagi	: D13 - 300

b. Parapet

Tebal	: 0.2 m
Tinggi	: 1.2 m
Tulangan lentur	: D13 - 150
Tulangan bagi	: D10 - 200

c. Girder

Tipe box girder	: Steel box girder
Tinggi	: 2307 mm
Lebar	: 2000 mm
Diafragma	: WF 450 x 450 x 15 x 10
Top strut	: L 152x152 x 12.7
Lateral Bracing	: L 152x152 x 12.7
Cross frame	: L 102x102 x 7.9

d. Perletakan

Jensi Perletakan	: Pot Bearing
------------------	---------------

2. Detail penulangan elemen struktur bawah adalah sebagai berikut:

a. Kolom Pilar :

- *Tulangan Longitudinal* ➔
Pilar segmen tengah & sendi plastis : 92 D32
- Tulangan Transversal* ➔

Segmen Atas

Sengkang Arah X & Y : 3D13 – 200

Segmen Sendi Plastis

Sengkang Arah X & Y : 6D16 – 150

b. Balok Pier Head

Tipe balok pier head : prestress

Jumlah tendon : 14 buah

c. Pile Cap :

• Tebal : 2500 mm

• Arah X (pendek)

D32 – 150 (2 layer) bagian awah

D32 – 150 pada sisi atas

• Arah Y (panjang)

D32 – 200 (2 layer) bagian awah

D32 – 200 pada sisi atas

d. Pondasi :

a. Dimensi Tiang : 1200 mm

b. Jumlah Tiang : 8 buah (2 x 4)

c. Kedalaman Tiang : 36 meter

d. Tulangan Long. Bore Pile :

• Segmen Atas : 28 D32 (0 – 2 m)

• Segmen Bawah : 24 D32 (2 – 36 m)

e. Tul. Geser Borepile :

• Segmen Atas : D25 - 100 (0 – 2 m)

• Segmen Bawah : D25 – 200 (2 – 36 m)

DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO (2012) "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" American Association of State Highway and Transportation Officials Washington, D.C*
- Nasional, B. S. (2016). *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725-2016)*. Jakarta: BSNI.
- BSN. (2016). *RSNI 2833: 2016 Perancangan jembatan terhadap beban gempa*. Badan Standar Nasional.
- Nasional, B. S. (2004). *SNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*. Jakarta: BSNI
- Nasional, B.S. (2005) *RSNI T-03- 2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan*.
- Chen, Wai-Fah and Duan Lian. 2014. *Bridge Engineering Handbook Superstructure Design* Standar Nasional Indonesia.
- Setiawan, Agus 2005. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*
- Hario Yudhanto, Ashando 2017. *Perencanaan Modifikasi Jembatan Mahakam Menggunakan Sistem Cable Stayed Dengan Two Vertical Planes Semi Harp*.
- Vanessa, 2017. *Modifikasi Perencanaan Struktur Flyover Menggunakan Segmental Box Girder Dengan Metod Span By Span Proek Jalan Tol Bekasi – Cawang – Kampung Melayu (Section 1C*.
- Libby, James R. 1984. *Modern Prestressed Concrete :Design, Principles,*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Ryan Satria Sanjaya Putra, lahir di Bekasi, 8 Januari 1995 yang merupakan putra dari pasangan Rudjito dan Endah Listiyanie. Sebelumnya penulis telah mengenyam pendidikan di SD Mutiara 17 Agustus, SMPN 1 Bekasi, dan SMAN 2 Bekasi dan pindah ke SMAN 9 Surabaya. Setelah lulus SMA, penulis melanjutkan pendidikan di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) dan diterima di Jurusan D3 Teknik Sipil pada tahun 2013. Setelah menyelesaikan Pendidikan di D3 Teknik Sipil pada tahun 2016 lalu penulis melanjutkan ke S1 Teknik Sipil di ITS, dan penulis mengambil judul Tugas Akhir di bidang struktur jembatan, dengan NRP 03111645000041. Selama dalam masa perkuliahan, penulis aktif dalam bidang organisasi kemahasiswaan. Penulis pernah menjadi pengurus HMDS. Selain itu, penulis juga aktif dalam kegiatan kelombaan yang berhubungan dengan teknik sipil. Penulis dapat dihubungi melalui email ryanssp99@gmail.com.

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Jum'at** tanggal **13 Juli 2018** jam **08.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

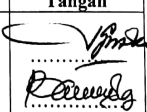
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111645000041	Ryan Satria Sanjaya Putra	Perencanaan Elevated Bridge Pada Ruas Jalan Tol Jakarta - Cikampek II Menggunakan Struktur Steel Box Girder Dengan Metode Double Truss Launcher Erection

Dengan Hasil :

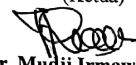
<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

Perbaiki yg kurang dobaiki dengan Pak Mudji!

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka Bambang Pisceca, ST. MT	

Surabaya, 13 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua)


Ir. Mudji Irmawan, MS

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)


Dr. Ir. Hidavat Soegihardjo M., MS

Dosen Pembimbing 3
(Sekretaris)

Ryan

1. flow chart

hol 51 fci - 1

hol 80

2 Puchi → plant handker.



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Ir. Mudji Irmawan, MT
NAMA MAHASISWA	: Ryan Satria Sanjaya Putra
NRP	: 03111645000041
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Elevated Bridge Paksi Ruas Jalan Tol Jakarta Cikampek II Menggunakan Struktur Steel Box Girder dengan Metode Double Truss Lanthier Erection.
TANGGAL PROPOSAL	: 8 Februari 2018
NO. SP-MMTA	: 028810 / IT2. VI. 4.1 / PP. 05. 02. 00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	12/5 2018	<ul style="list-style-type: none"> Dilengkapi gambar dan keterangan pasal dari peraturan Diatas pier head di tambahkan stopper Dilanjutkan sampai selesai 		
	12/6 2018	<ul style="list-style-type: none"> Pier Head tidak perlu stopper tapi diberi 2 Kolom 	<ul style="list-style-type: none"> Pier Head tidak perlu stopper tapi diberi detail expansion joint Kolom dibuat 2 segmen 	
	20/6 2018	<ul style="list-style-type: none"> Pile Cap 	<ul style="list-style-type: none"> Borepile dibuat 2 segmen atas 2 bawah termasuk tulangan geser 	
	23/6 2018		<ul style="list-style-type: none"> Penulisan sumber SN1 dilengkapi Gambar dikerjakan sampai selesai 	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111



Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04

rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo Masran, MS.
NAMA MAHASISWA	: Ryan Satria Sanjaya Putra.
NRP	: 03111645000041
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Elevated Bridge pada Ruas Jalan Tol Jakarta Cikampek " Menggunakan Struktur Steel Box Girder dengan metode double Truss Launcher Erection "
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	23/3 '18	<ul style="list-style-type: none">• Pelat Lantai• Pelat Ventilator	<ul style="list-style-type: none">- Diameter tulangan lentur dikurangi (Pelat lantai)- Geser pond, aspal tidak dianggap berpengaruh- Tulangan bagi, syaratnya harus direk di SN	
	14/4 '18	<ul style="list-style-type: none">- Permodelan bangunan bawah lebih baik dipisah dengan bangunan atas- Faktor gempa diperluka lagi antara penting dan tidak penting	<ul style="list-style-type: none">- Pembebanan struktur utama jembatan- Permodelan di Midas Civil	



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Hidayat Saeghardjo Masirap, MS.
NAMA MAHASISWA	:
NRP	:
JUDUL TUGAS AKHIR	:
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
		<ul style="list-style-type: none">• Box Girder• Pilar• Pile Cap• Pondasi	<ul style="list-style-type: none">* Permodelan pada saat di atas pier diperbaiki* Perlu dicek apakah perlu bracing atau tidak (gayung geser besar ditumpuan)* Relat diatas perletakan perlu dicek apakah melerut atau tidak (kalau melerut harus diberi perkuatan)* Pot bearing	

DRAWING LIST

	NAMA GAMBAR	NO. GAMBAR
	DRAWING LIST	SBG/DW/000
1	DIMENSI PIER	SBG/DW/001
2	PLAN LONG SECTION	SBG/DW/002
3	DENAH BOREDPILE DAN PENULANGAN PILECAP	SBG/DW/003
4	DETAIL PENULANGAN DAN ISIAN BOREDPILE	SBG/DW/004
5	DETAIL PENULANGAN PIER	SBG/DW/005
6	PENULANGAN PIERHEAD 1 OF 2	SBG/DW/006
7	PENULANGAN PIERHEAD 2 OF 2	SBG/DW/007
8	CROSS SECTION DAN POTONGAN TENDON PADA PIER HEAD 1 OF 2	SBG/DW/008
9	CROSS SECTION DAN POTONGAN TENDON PADA PIER HEAD 2 OF 2	SBG/DW/009
10	DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI 1 OF 3	SBG/DW/010
11	DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI 2 OF 3	SBG/DW/011
12	DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI 3 OF 3	SBG/DW/012
13	DETAIL BOX GIRDER 1 OF 5	SBG/DW/013
14	DETAIL BOX GIRDER 2 OF 5	SBG/DW/014
15	DETAIL BOX GIRDER 3 OF 5	SBG/DW/015
16	DETAIL BOX GIRDER 4 OF 5	SBG/DW/016
17	DETAIL BOX GIRDER 5 OF 5	SBG/DW/017



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
DEPARTMENT TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016

MAHASISWA

RYAN SATRIA SANJAYA
PUTRA
03111645000041

DOSEN KONSULTASI

Ir. MUDJI IRMAWAN,MS
19600105 198603 1 003
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo. MS.
19550325 198003 1 004

NAMA GAMBAR

DRAWING LIST

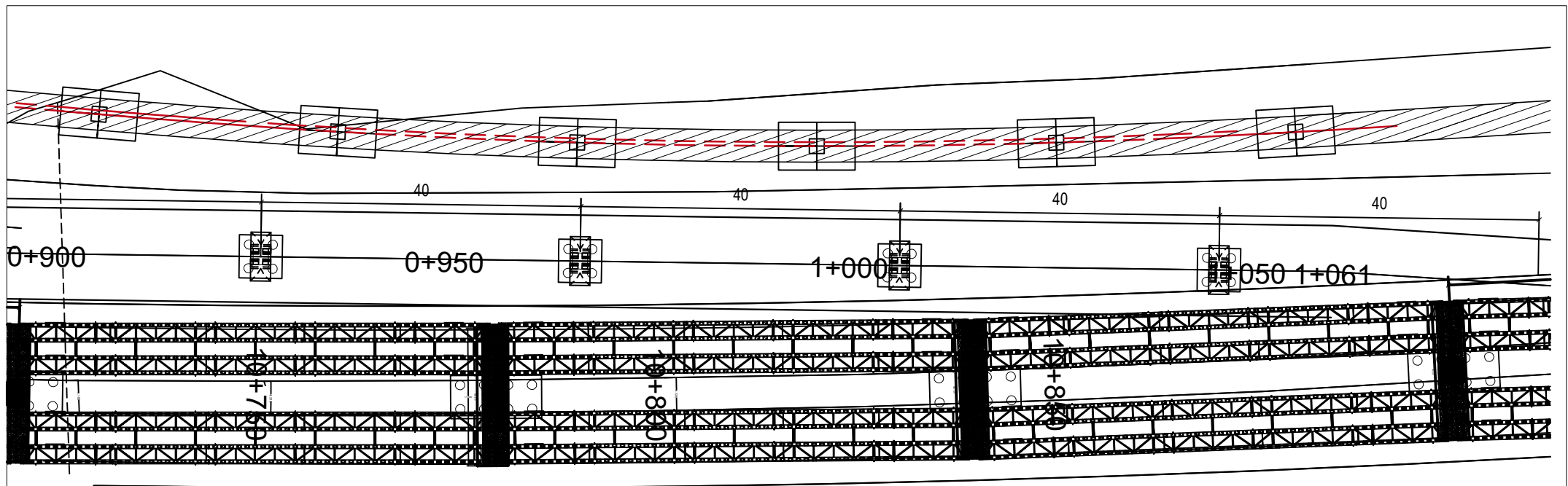
KETERANGAN

NO GAMBAR.

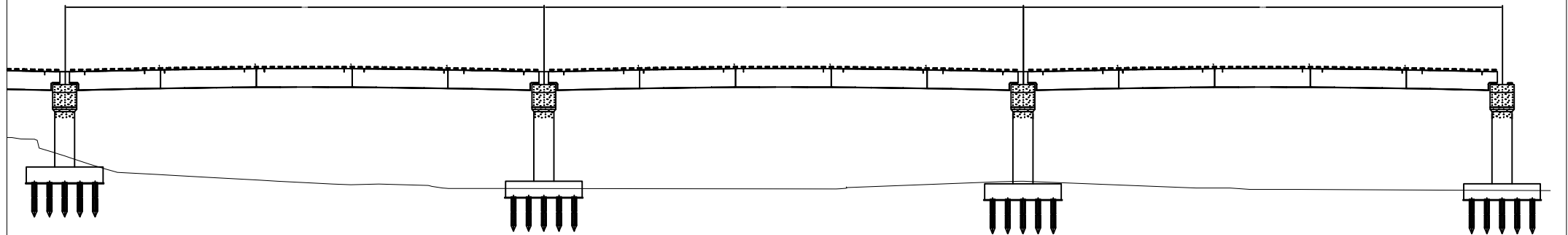
SBG/DW/000

JML. GAMBAR

17



PLAN JEMBATAN
SCALE 1 : 500



LONG SECTION
SCALE 1 : 500



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
DEPARTMENT TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016

MAHASISWA

RYAN SATRIA SANJAYA
PUTRA
03111645000041

DOSEN KONSULTASI

Ir. MUDJI IRMAWAN,MS
19600105 198603 1 003
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo. MS.
19550325 198003 1 004

NAMA GAMBAR

PLAN
LONG SECTION

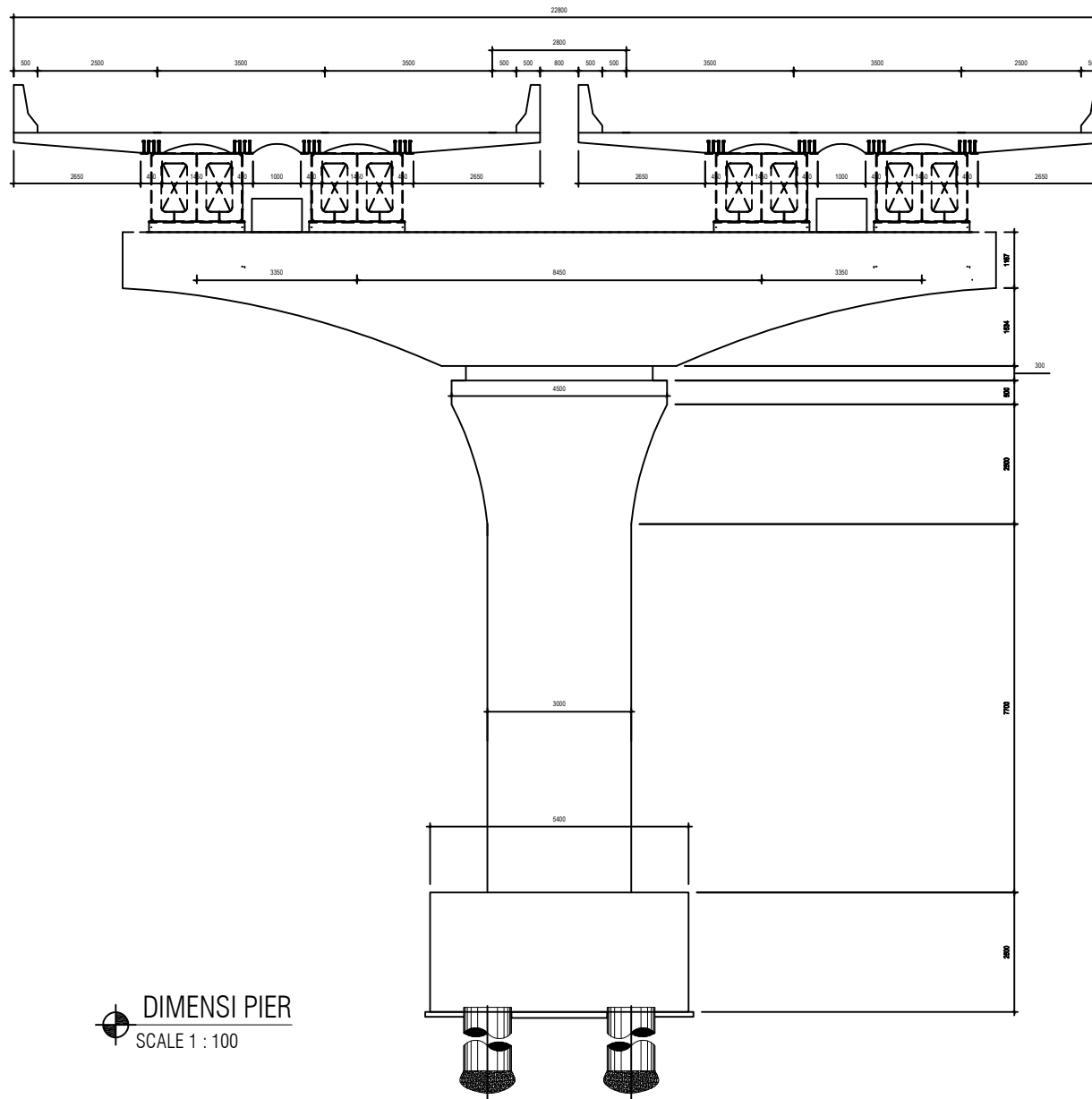
KETERANGAN

NO GAMBAR.

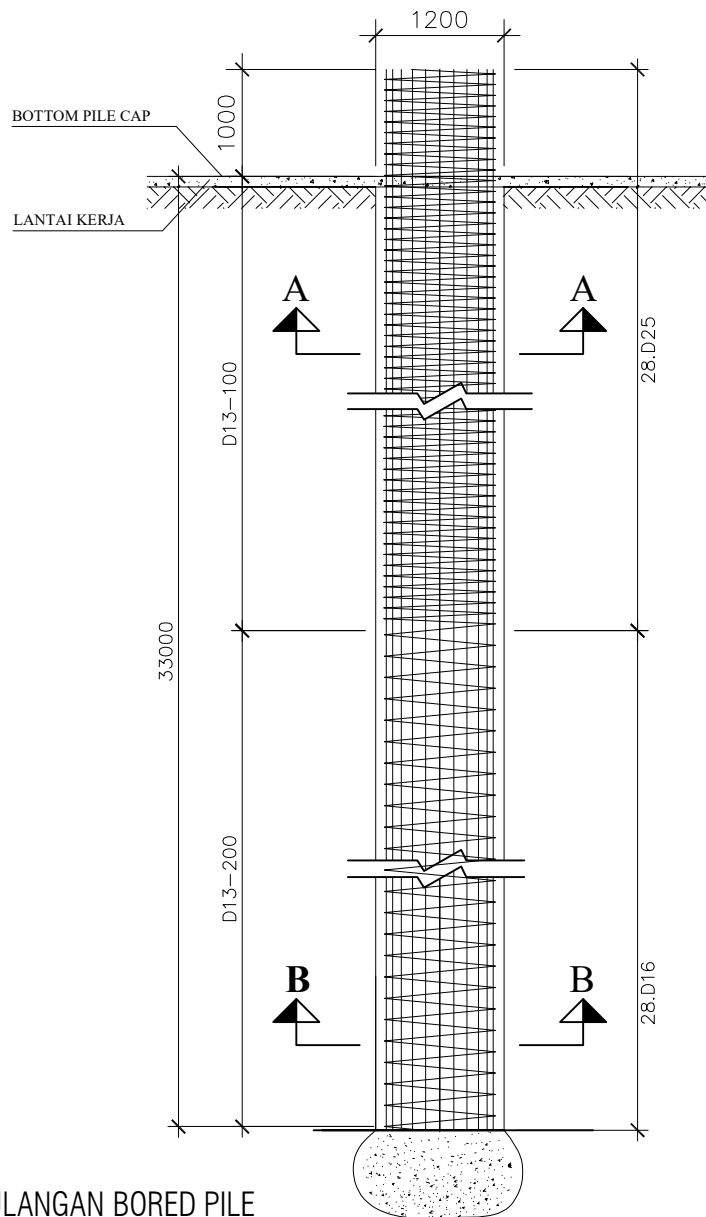
SBG/DW/001

JML. GAMBAR

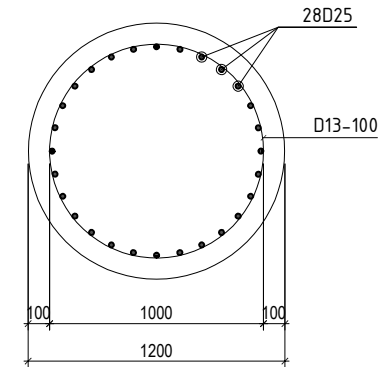
17



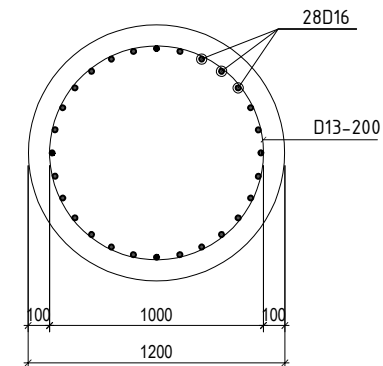
DIMENSI PIER
SCALE 1 : 100



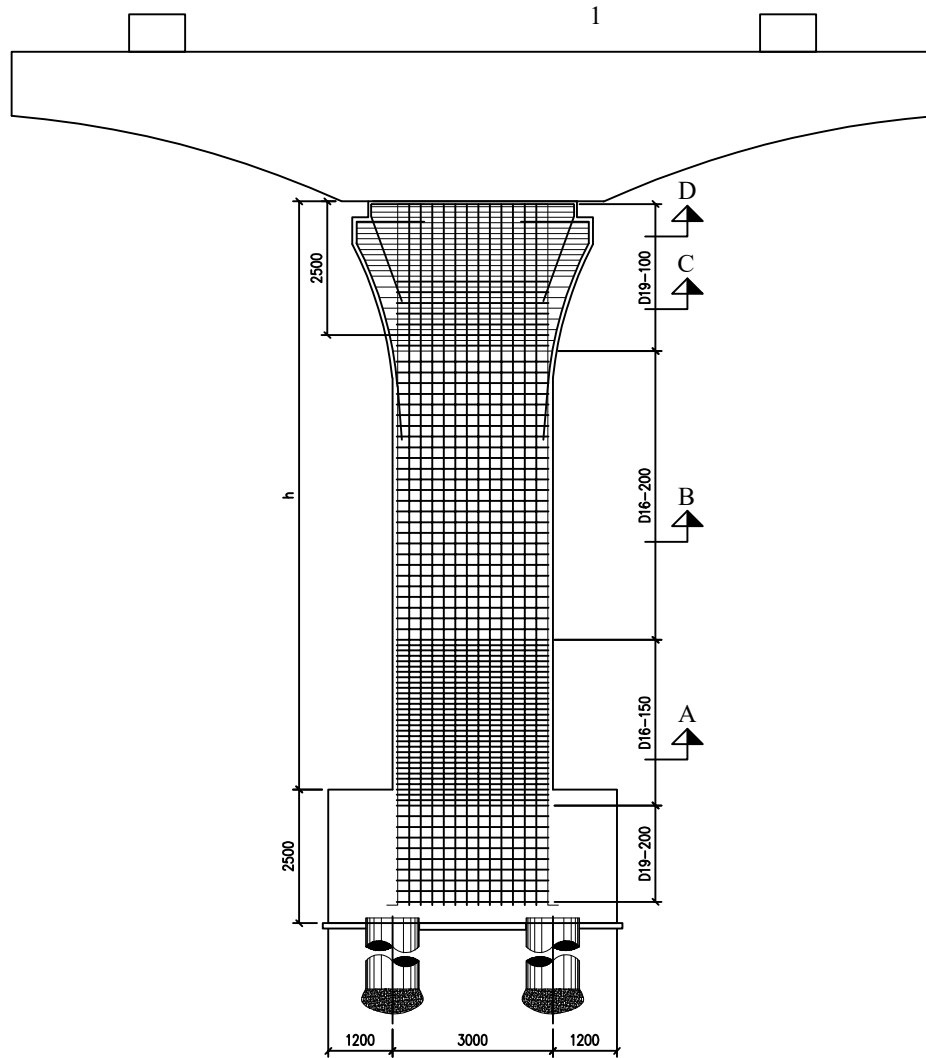
PENULANGAN BORED PILE
SCALE 1 : 50



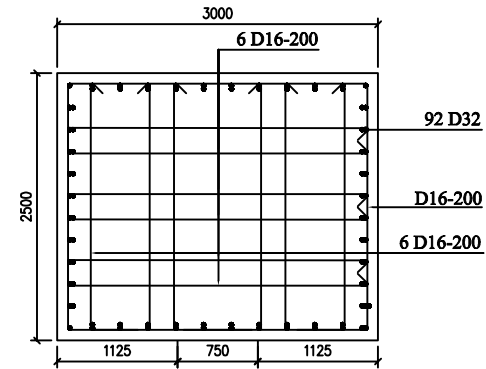
POTONGAN A
SCALE 1 : 50



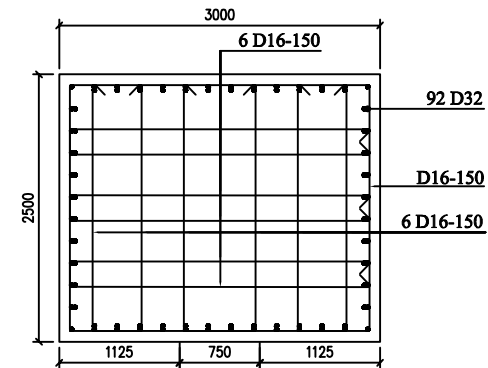
POTONGAN B
SCALE 1 : 50



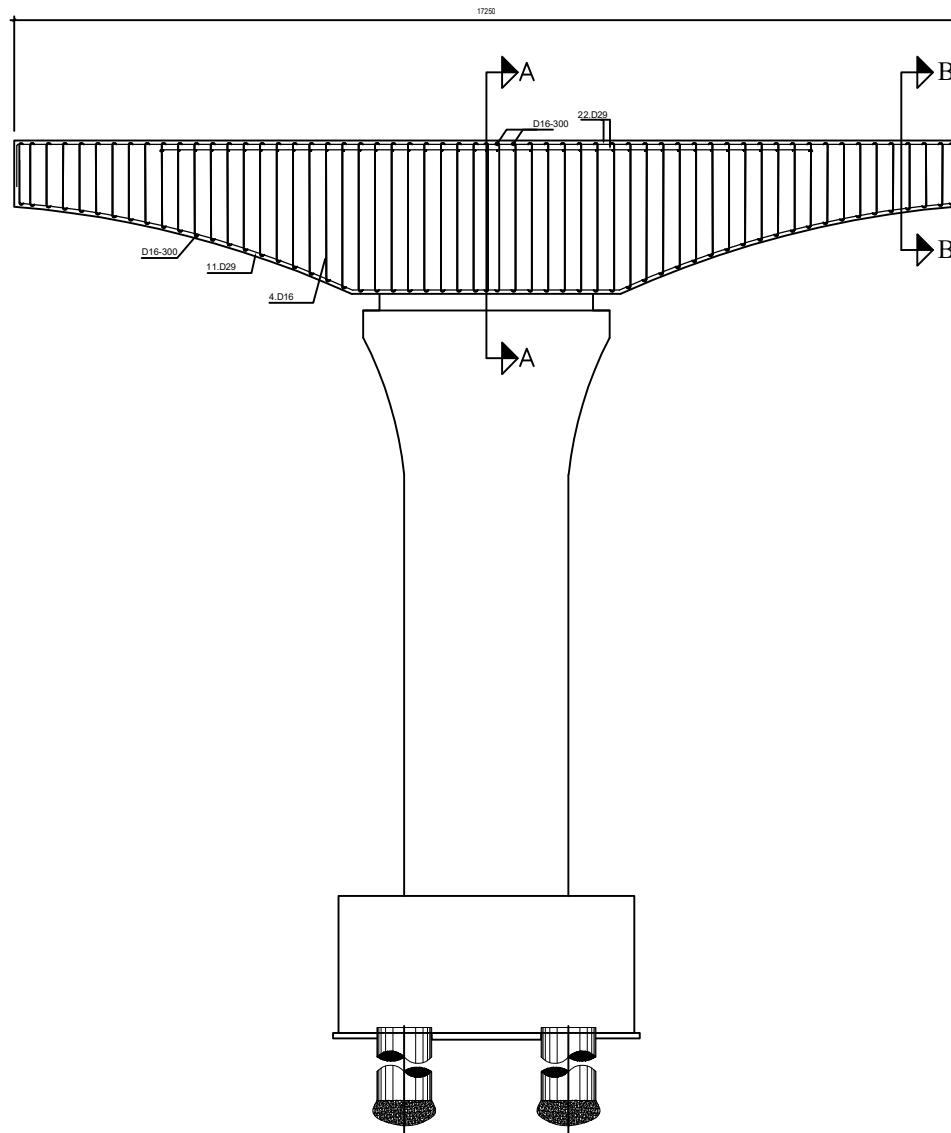
PENULANGAN PIER
SCALE 1 : 100



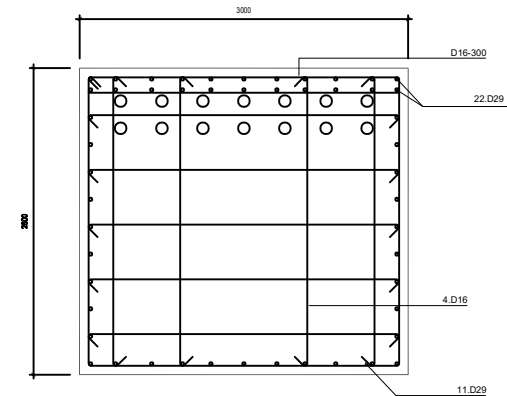
POTONGAN B
SCALE 1 : 50



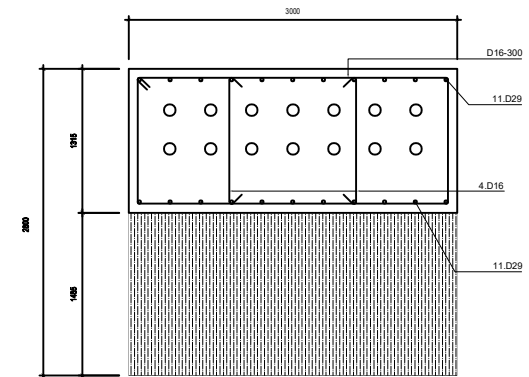
POTONGAN A
SCALE 1 : 50



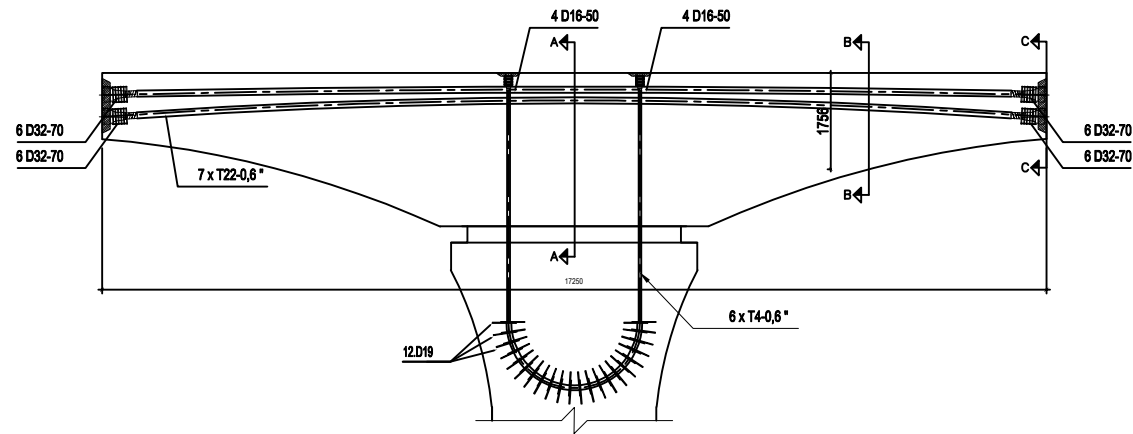
 **PENULANGAN PIERHEAD**
SCALE 1 : 100



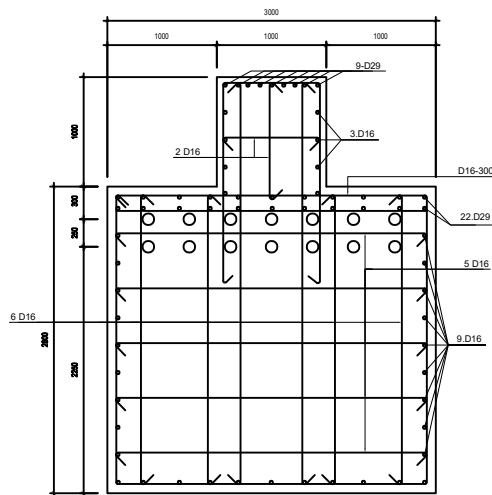
 **POTONGAN A - A**
SCALE 1 : 50



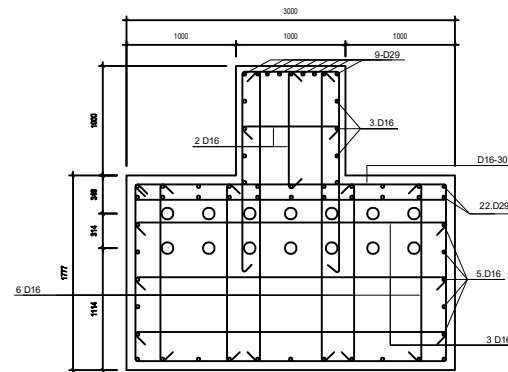
 **POTONGAN B - B**
SCALE 1 : 50



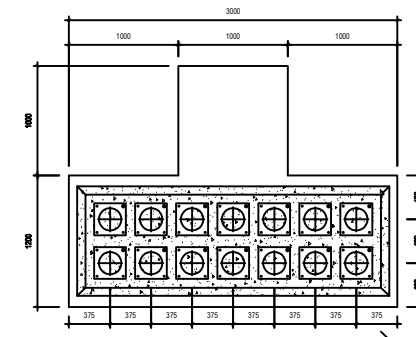
 CROSS SECTION TENDON
SCALE 1 : 100



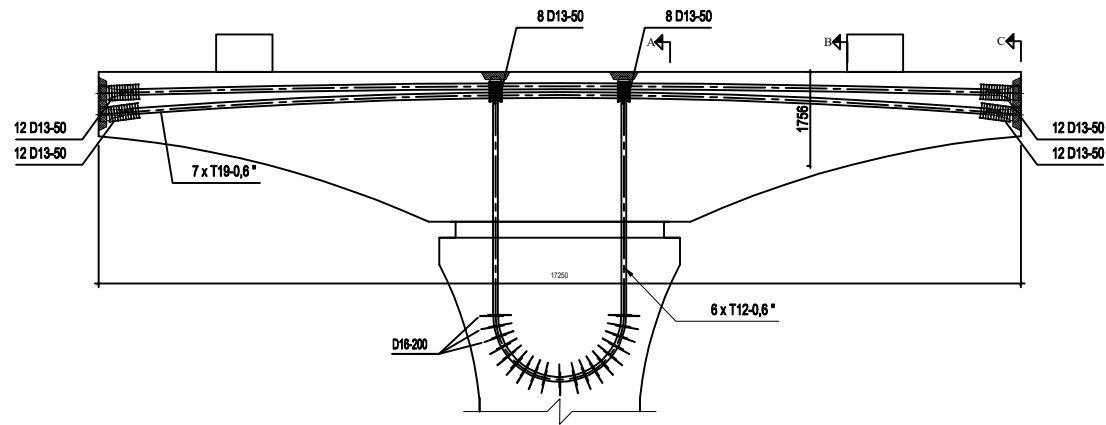
 POTONGAN A - A
SCALE 1 : 50



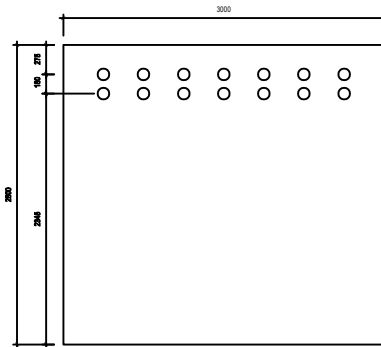
 POTONGAN C - C
SCALE 1 : 50



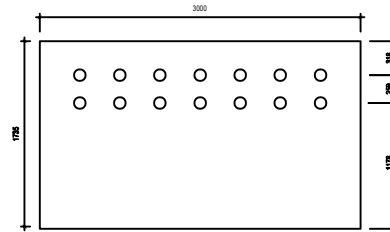
 POTONGAN C - C
SCALE 1 : 50



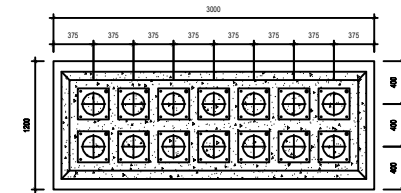
 CROSS SECTION TENDON
SCALE 1 : 100



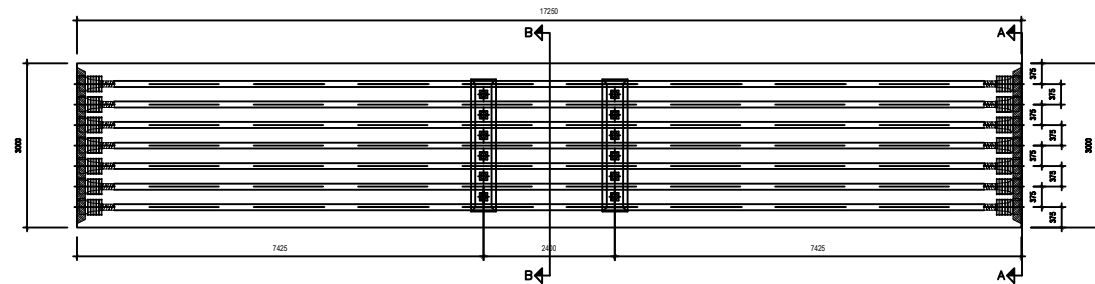
 POTONGAN A - A
SCALE 1 : 50



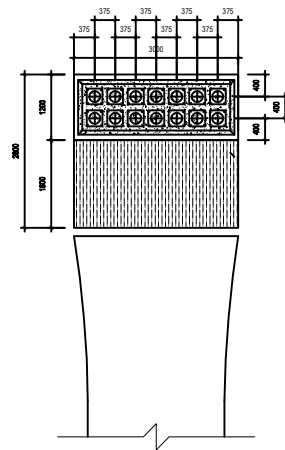
 POTONGAN B - B
SCALE 1 : 50



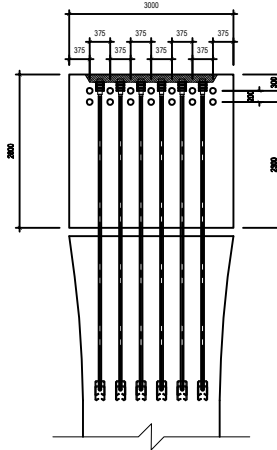
 POTONGAN C - C
SCALE 1 : 50



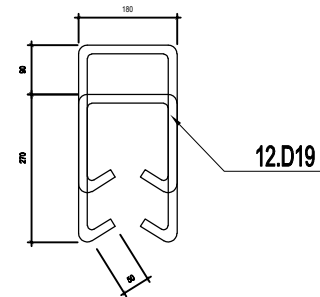
LAYOUT TOP TENDON
SCALE 1 : 100



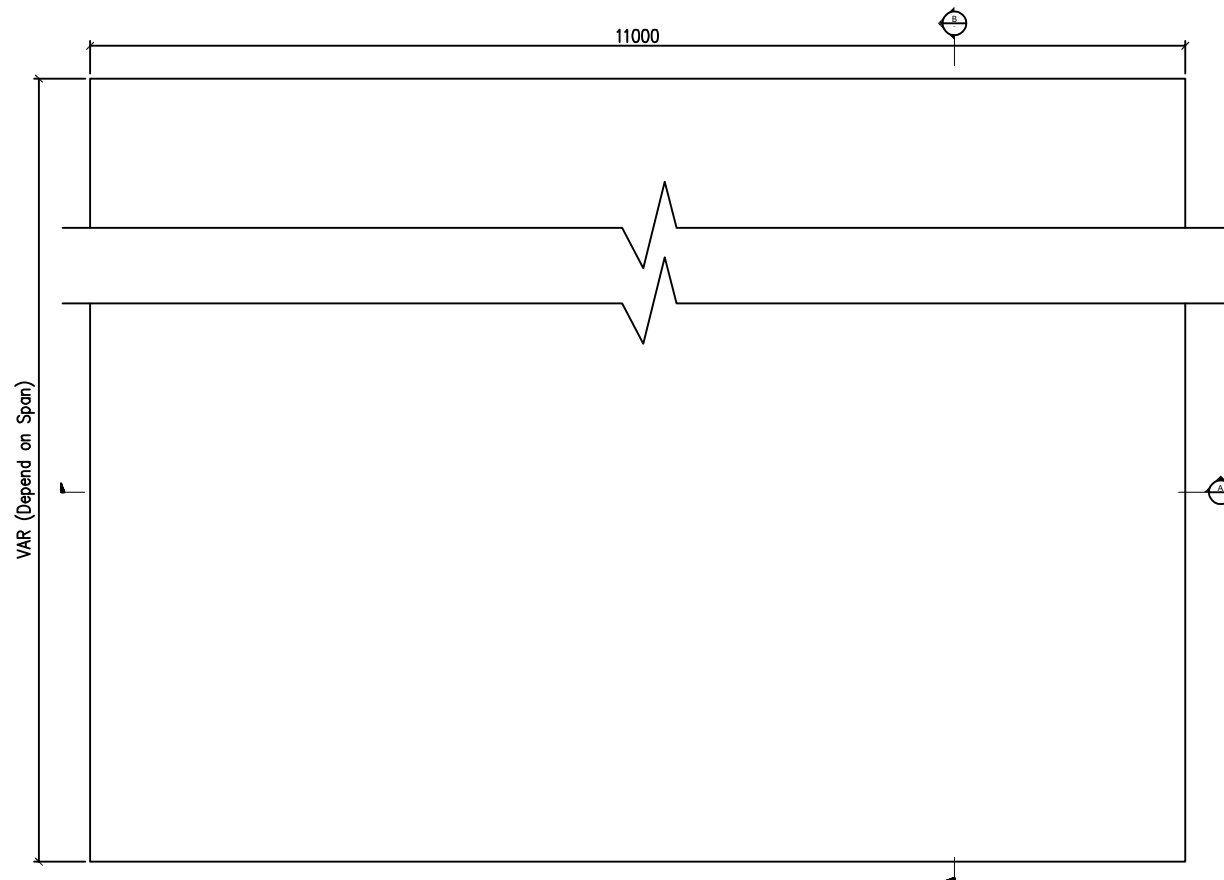
POTONGAN A - A
SCALE 1 : 100



POTONGAN B - B
SCALE 1 : 50

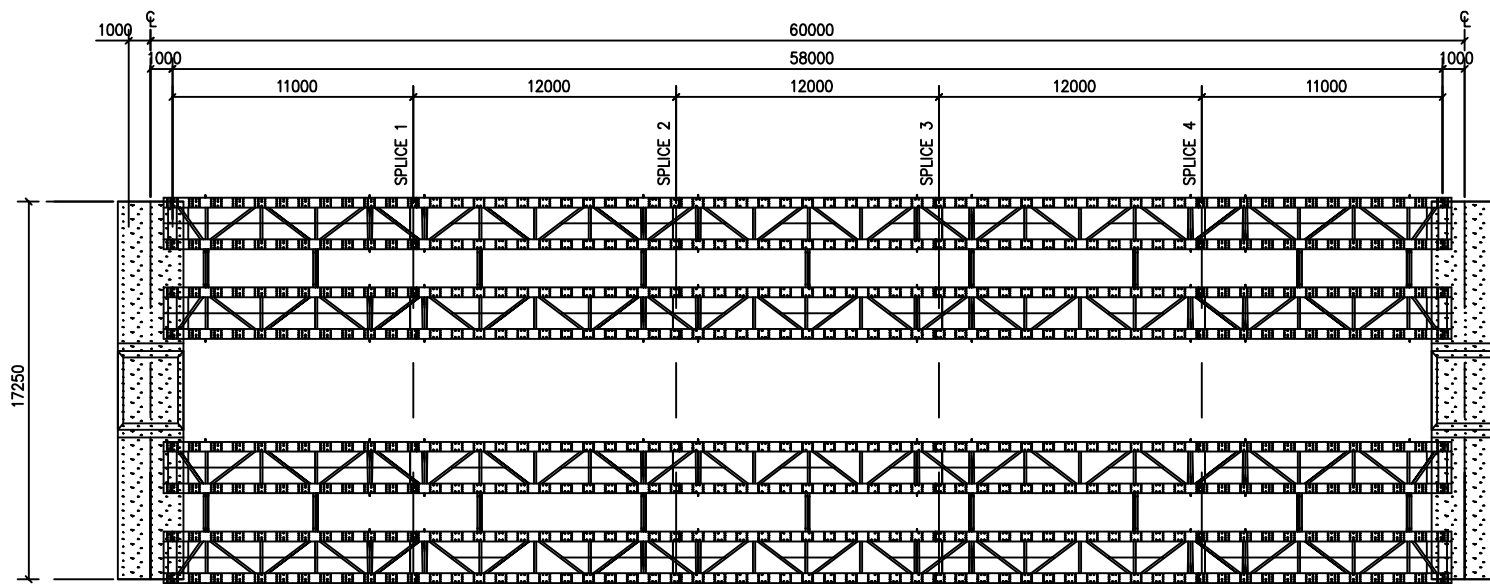


DETAIL HAIRPIN
SCALE 1 : 10

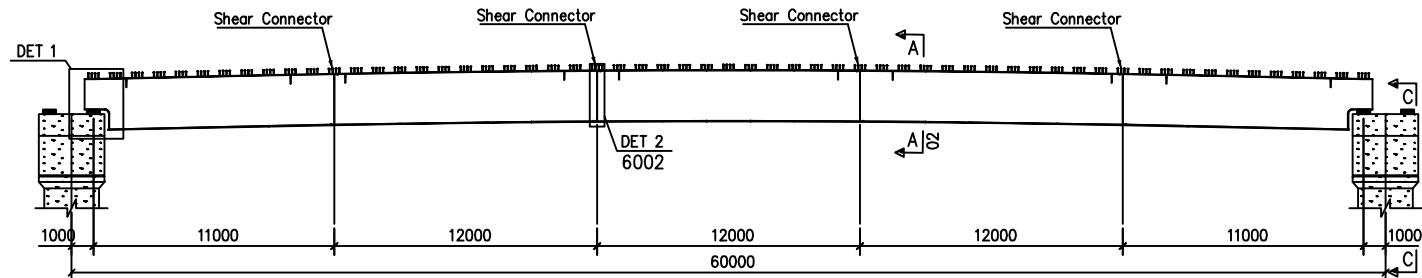


PLAN PLAT LANTAI
SCALE 1 : 50

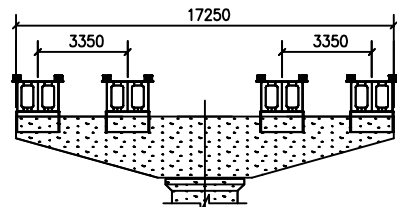




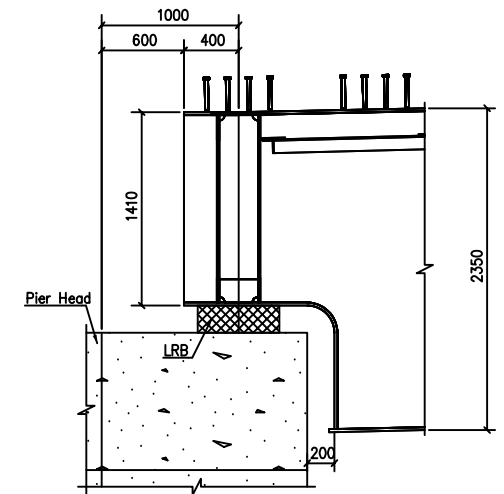
DENAH BOX GIRDER
SCALE 1 : 250



TAMPAK SAMPING
SCALE 1 : 250



TAMPAK DEPAN AT PIER HEAD
SCALE 1 : 250



DETAIL TUMPUAN GIRDER
SCALE 1 : 40



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
DEPARTMENT TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016

MAHASISWA

RYAN SATRIA SANJAYA
PUTRA
03111645000041

DOSEN KONSULTASI

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS
19600105 198603 1 003
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo. MS.
19550325 198003 1 004

NAMA GAMBAR

DETAIL BOX GIRDER
1 OF 5

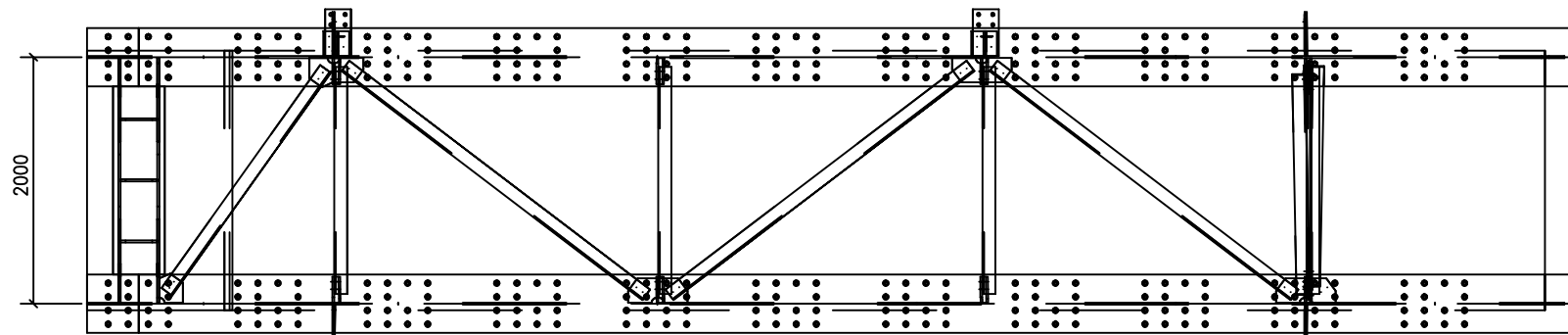
KETERANGAN

NO GAMBAR.

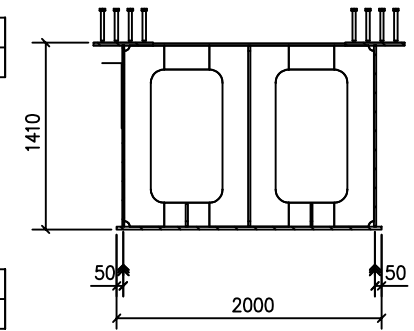
SBG/DW/013

JML. GAMBAR

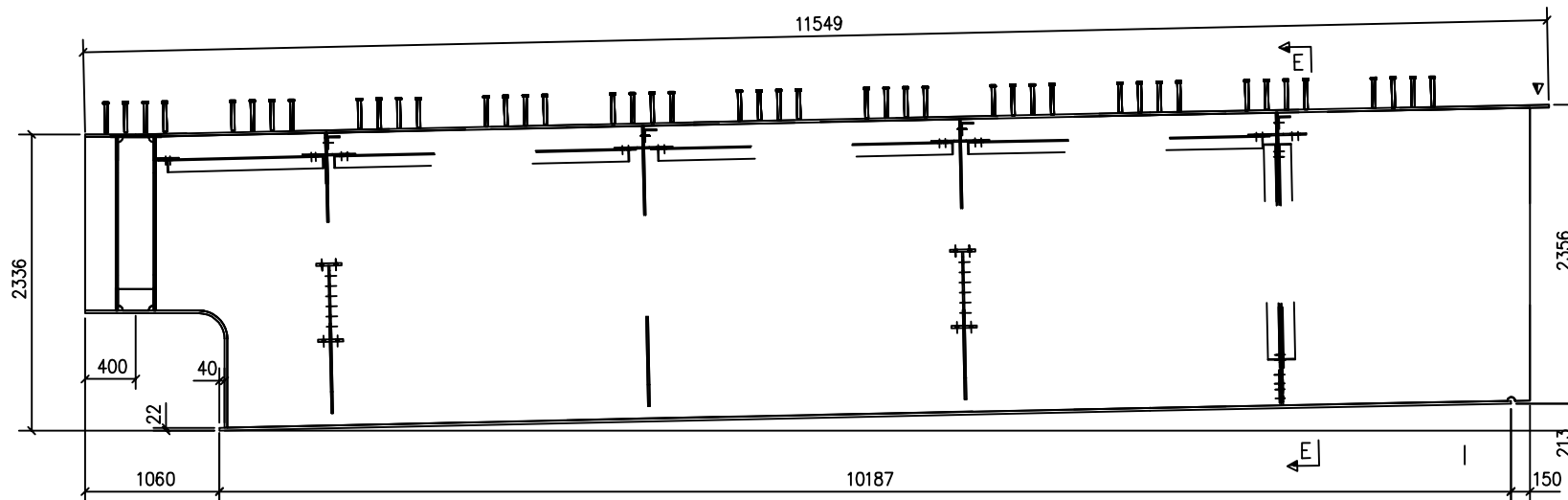
17



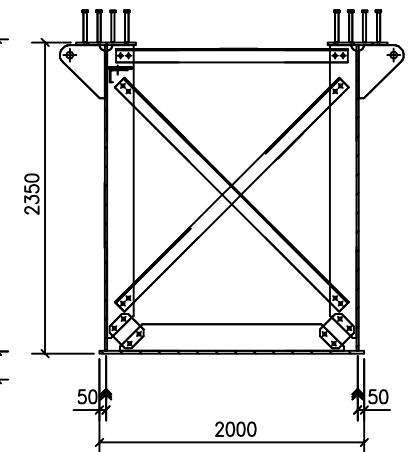
POTONGAN G - G
SCALE 1 : 40



POTONGAN F - F
SCALE 1 : 40



DETAIL END BLOCK
SCALE 1 : 40



POTONGAN E - E
SCALE 1 : 40



PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR
DEPARTMENT TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2016

MAHASISWA

RYAN SATRIA SANJAYA
PUTRA
03111645000041

DOSEN KONSULTASI

Ir. MUDJI IRMAWAN, MS
19600105 198603 1 003
Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo. MS.
19550325 198003 1 004

NAMA GAMBAR

DETAIL BOX GIRDER
3 OF 5

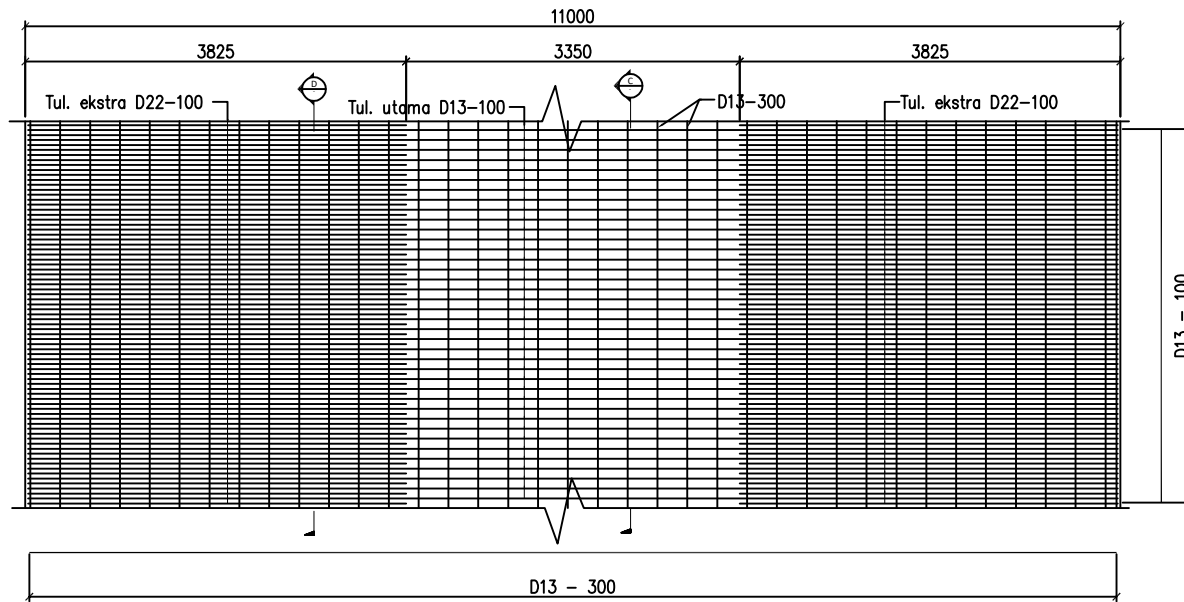
KETERANGAN

NO GAMBAR.

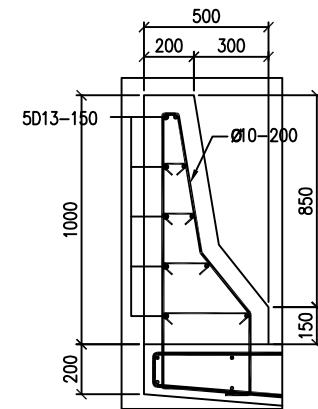
SBG/DW/015

JML. GAMBAR

17



POTONGAN 1
SCALE 1 : 50



DETAIL 1
SCALE 1 : 20